

اللَّهُمَّ احْمِزْ



پیشگفتار

بخش قابل توجهی از وسعت ایران را مناطق خشک و نیمه خشک فرا گرفته است. میانگین بارندگی کشور حدود ۲۵۰ میلیمتر در سال برآورد شده است که کمتر از یک سوم میانگین جهانی می باشد. همچنین این میزان بارندگی به طور یکنواخت در کشور توزیع نشده است و برخی از شهرهای ایران بارش بسیار پایینی دارند. محدودیت های منابع آب ایران سبب شده است که نیاکان ما با ابداع قنات آبهای زیر زمینی را به مناطق مورد نظر خود انتقال دهند. انتقال آب توسط لوله ها و کانال های باز از راهکارهای اساسی برای تامین آب مناطق کم آب می باشد و طرحهای بزرگ در این زمینه تا کنون در نقاط مختلف جهان انجام شده است.

هنگامی که شیب طبیعی زمین به اندازه کافی باشد حجم قابل توجهی از آب را با نیروی ثقل به راحتی با حفر کانال می توان به مناطق پایین دست منتقل کرد. بررسی رفتار جریان در کانال های باز برای طراحی اقتصادی و ایمن در این گونه کانال ها از اهمیت زیادی برخوردار می باشد. سطح آزاد شکل گرفته در این گونه جریان ها باعث می شود در اثر عوامل گوناگون مانند تغییر شیب، وجود موانع مختلف، تغییر مقطع و غیره عمق جریان در طول کانال های روباز متفاوت باشد. پیش بینی تغییرات عمق و ویژگیهای گوناگون جریان در طرحهای بزرگ آبرسانی از الزامات اساسی می باشد. پیش بینی رفتار جریان با حل معادلات سه گانه بقای جرم، مومنتوم و انرژی امکان پذیر می باشد. حل این معادلات در حالت کلی بسیار دشوار می باشد ولی با فرضیات ساده کننده به ویژه برای جریان در کانال های مصنوعی می توان با دقت قابل قبول تغییر ویژگیهای جریان از جمله عمق و سرعت را در طول کانال پیش بینی نمود. به طور کلی جریان سیال را در دو حالت جریان های دائمی و غیر دائمی می توان طبقه بندی نمود. در جریان های دائمی مشخصات جریان از جمله عمق و سرعت در طول زمان بدون تغییر خواهد بود و تنها تغییرات مکانی ویژگیهای جریان در طول کانال مد نظر خواهد بود. در مقابل در جریانهای غیر دائمی مشخصات جریان در طول زمان نیز دارای تغییرات وسیعی خواهد بود که تحلیل چنین جریان هایی دشوارتر خواهد بود. در سطوح کارشناسی رشته های مرتبط با مهندسی آب معمولاً جریان های دائمی مورد تحلیل و بررسی قرار می گیرند و به جریان های غیر دائمی در سطوح بالاتر به طور تخصصی پرداخته می شود. از این رو با توجه به این که کتاب حاضر برای تدریس در دوره کارشناسی تهیه شده است تنها جریان های دائمی مورد نظر قرار گرفته است. البته مطالب ارائه شده در سطحی است که برای دانشجویان دوره ارشد نیز قابل استفاده می باشد.

کتاب حاضر در پنج فصل جداگانه تهیه شده است. در فصل اول تلاش شده است تا جایی که ممکن است مفاهیم پایه ای جریان در کانالهای باز به سادگی بیان شود. به ویژه تلاش شده است تا مخاطبین تفاوت جریان در کانالهای باز و مجاری تحت فشار را درک کند. همچنین قوانین حاکم بر جریان سیالات

به گونه ای بیان شده است تا دانشجویان بدون وارد شدن به مباحث دشوار ریاضی درک درستی از این قوانین پیدا کنند و نحوه استفاده از آنها را بیاموزند. در فصل دوم تغییر عمق جریان در مواجهه با تغییر مقطع و ارتفاع بستر با استفاده از قانون بقای انرژی بررسی می شود. در این فصل علت رفتار متفاوت جریان زیر بحرانی و فوق بحرانی در مواجهه با تغییرات گوناگون با بررسی معادلات حاکم تشریح می شود. همچنین نحوه استفاده از نرم افزار Matlab برای حل معادلات غیر خطی به دست آمده ارائه شده است. محاسبه عمق بحرانی از اهمیت خاصی در تحلیل جریان در کانالهای باز دارد. در فصل دوم معادلات صریح برای محاسبه عمق بحرانی برای انواع کانالها ارائه شده است. در فصل سوم قانون بقای مومنوم و نحوه استفاده از آن به همراه مساله های متنوع تشریح شده است. در این فصل همچنین پدیده پرش هیدرولیکی با استفاده از قانون بقای مومنوم مورد بررسی قرار می گیرد. در فصل چهارم به مفهوم جریان نرمال و محاسبه عمق نرمال پرداخته می شود. همچنین معادلات صریح برای محاسبه عمق نرمال برای مقاطع گوناگون ارائه شده است که محاسبات جریانهای نرمال را ساده تر خواهد کرد. در فصل پنجم جریانهای متغیر تدریجی و نیمرخ های سطح آزاد شکل گرفته مرتبط با آن مورد بررسی قرار می گیرد. حل معادله دیفرانسیلی جریانهای متغیر تدریجی با روشهای عددی برای پیش بینی عمق جریان در مواجهه با تغییرات گوناگون در این فصل به تفصیل مورد نظر قرار گرفته است و این محاسبات با استفاده از نرم افزار اکسل و ابزارهای پیشرفته آن مانند ماکرو ها به شکل ساده تری انجام شده است. همچنین محاسبات مسائل پیچیده ارتباط دو دریاچه و جریان متغیر مکانی به سادگی با برنامه نویسی در محیط ماکروهای اکسل در این فصل انجام شده است.

فهرست مطالب

فصل اول: مفاهیم پایه ای هیدرولیک کانال های باز.....	۱
۱-۱ مقدمه	۱
۲-۱ ویژگیها و تفاوت های جریان در مجرا های تحت فشار و کانال های باز	۵
۱-۲-۱ نیروهای وارد بر جریان سیال.....	۶
۱-۲-۱-۱ لزجت.....	۷
۲-۱-۲-۱ لزجت عامل انتقال تنش برشی.....	۸
۳-۱-۲-۱ جریان های داخلی و خارجی.....	۹
۴-۱-۲-۱ رشد لایه مرزی.....	۱۰
۵-۱-۲-۱ عدد رینولدز.....	۱۳
۶-۱-۲-۱ عدد فرود.....	۱۹
۳-۱ توزیع سرعت در کانال ها	۲۲
۴-۱ توزیع فشار در کانال ها	۲۵
۵-۱ طبقه بندی جریان ها بر حسب میزان تغییرات در مکان و زمان	۲۸
۱-۵-۱ جریان یکنواخت و غیر یکنواخت	۲۸
۲-۵-۱ جریان دائمی و غیر دائمی	۳۱
۶-۱ شکل های مختلف مقطع کانال	۳۲
۱-۶-۱ کانال های دایره ای	۳۳
۲-۶-۱ کانال ذوزنقه ای	۳۳
۳-۶-۱ کانال مستطیلی	۳۳
۴-۶-۱ کانال های مثلثی	۳۳
۷-۱ قوانین حاکم بر جریان سیالات	۳۵
۱-۷-۱ قانون بقای جرم	۳۷
۲-۷-۱ قانون بقای انرژی.....	۳۸
۳-۷-۱ قانون بقای مومنتوم.....	۴۲
۸-۱ نحوه کاربرد معادلات حاکم بر جریان سیالات	۴۴
۹-۱ معادله بقای انرژی یا مومنتوم	۴۶

۴۸.....	۱۰-۱ حل همزمان معادلات بقای انرژی و مونتوم
۴۹.....	۱۱-۱ مسائل پایانی فصل اول

فصل دوم: کاربرد قانون بقای انرژی برای جریان در کانال های باز..... ۵۱

۵۱.....	۱-۲ مقدمه
۵۱.....	۲-۲ قانون بقای انرژی در کانال های باز
۶۵.....	۳-۲ تحلیل جریان ناشی از تغییر ارتفاع کف کانال
۷۱.....	۴-۲ تحلیل جریان ناشی از تغییر شکل مقطع کانال
۷۵.....	۵-۲ انسداد جریان
۸۴.....	۶-۲ عمق بحرانی
۸۴.....	۶-۲-۱ کانال مستطیلی
۸۵.....	۶-۲-۲ کانال مثلثی
۸۵.....	۶-۲-۳ کانال دوزنقه ای
۸۹.....	۶-۲-۴ کانال دایره ای
۹۱.....	۷-۲ تحلیل جریان در اثر ترکیب تغییرات ارتفاع بستر کانال و تغییر شکل مقطع کانال
۹۹.....	۸-۲ مساله های پایانی فصل دوم

فصل سوم: کاربرد قانون بقای مونتوم برای جریان در کانال های باز..... ۱۰۱

۱۰۱.....	۱-۳ مقدمه
۱۰۱.....	۲-۳ معادله بقای مونتوم
۱۱۲.....	۳-۳ پرش هیدرولیکی
۱۱۴.....	۳-۳-۱ پرش هیدرولیکی در کانال مستطیلی
۱۲۲.....	۳-۳-۲ پرش هیدرولیکی در کانال دوزنقه ای
۱۲۵.....	۳-۳-۳ پرش هیدرولیکی در کانال دایره ای
۱۲۷.....	۳-۳-۴ پرش هیدرولیکی در کانال مثلثی
۱۳۰.....	۴-۳ مسائل پایانی فصل سوم

فصل چهارم: جریان نرمال..... ۱۳۳

۱۳۳.....	۱-۴ مقدمه
----------	-----------

فهرست مطالب

۱۳۳	۲-۴ جریان نرمال
۱۳۴	۳-۴ معادلات جریان نرمال
۱۳۵	۱-۳-۴ معادله شزی
۱۳۷	۲-۳-۴ معادله مانینگ
۱۴۱	۴-۴ توسعه لایه مرزی در کانال ها
۱۴۲	۵-۴ محاسبات جریان نرمال
۱۴۶	۶-۴ زبری معادل
۱۴۹	۷-۴ جریان نرمال در مقاطع مرکب
۱۵۱	۸-۴ بهترین مقطع هیدرولیکی
۱۵۳	۹-۴ مساله های پایانی فصل چهارم
۱۵۵	فصل پنجم: جریان متغیر تدریجی
۱۵۵	۱-۵ مقدمه
۱۵۵	۲-۵ معادله حاکم بر جریان متغیر تدریجی
۱۵۹	۳-۵ تقسیم بندی شیب کانال ها
۱۵۹	۱-۳-۵ شیب ملایم
۱۶۱	۱-۳-۵-۱ نیمرخ سطح آزاد در ناحیه اول شیب ملایم (M_1)
۱۶۲	۱-۳-۵-۲ نیمرخ سطح آزاد در ناحیه دوم شیب ملایم (M_2)
۱۶۲	۱-۳-۵-۳ نیمرخ سطح آزاد در ناحیه سوم شیب ملایم (M_3)
۱۶۳	۵-۳-۲ شیب تند
۱۶۳	۵-۳-۳ شیب بحرانی
۱۶۳	۵-۳-۴ شیب افقی و معکوس
۱۶۵	۵-۴ ترکیب نیمرخها
۱۶۶	۵-۴-۱ شیب ملایم به ملایمتر
۱۶۷	۵-۴-۲ شیب ملایمتر به ملایم
۱۶۸	۵-۴-۳ شیب تند تر به تند
۱۶۹	۵-۴-۴ شیب تند به تند تر
۱۶۹	۵-۴-۵ شیب ملایم به تند
۱۷۰	۵-۴-۶ شیب ملایم به افقی

۱۷۱.....	۷-۴-۵ شیب تند به ملایم
۱۷۳.....	۸-۴-۵ مخزن به شیب ملایم
۱۷۳.....	۹-۴-۵ مخزن به شیب تند
۱۷۴.....	۱۰-۴-۵ کانال منتهی به سقوط آزاد
۱۷۵.....	۱۱-۴-۵ جریان عبوری از زیر دریچه
۱۷۶.....	۱۲-۴-۵ ترکیب چندین نیمرخ و تاثیر طول کانال بر آن
۱۸۳.....	۵- محاسبات جریانهای متغیر تدریجی
۱۸۴.....	۱-۵-۵ روش گام به گام مستقیم
۱۸۶.....	۲-۵-۵ روش استاندارد
۱۹۳.....	۳-۵-۵ روش انتگرال گیری مستقیم
۲۰۲.....	۶-۵ ارتباط دو دریاچه
۲۰۴.....	۱-۶-۵ ارتباط دو دریاچه با کانال با شیب ملایم طولانی
۲۰۶.....	۲-۶-۵ ارتباط دو دریاچه با کانال با شیب ملایم کوتاه
۲۰۸.....	۳-۶-۵ ارتباط دو دریاچه با کانال با شیب تند
۲۲۱.....	۷-۵ جریان متغیر تدریجی در کانال های طبیعی
۲۲۵.....	۸-۵ جریان متغیر مکانی
دبی	۱-۸-۵ جریان متغیر مکانی با افزایش دبی
۲۲۵.....	
۲۳۴.....	۲-۸-۵ جریان متغیر مکانی با کاهش دبی
۲۳۵.....	۹-۵ پرش مستغرق
۲۳۸.....	۱۰-۵ انسداد در جریانهای متغیر تدریجی
ملایم	۱-۱۰-۵ انسداد در شیب ملایم
۲۳۸.....	
۲۴۲.....	۲-۱۰-۵ انسداد در شیب تند
۲۴۳.....	۱۱-۵ مساله پایانی فصل پنجم
۲۴۷.....	مراجع

مفاهیم پایه ای هیدرولیک کانالهای باز

۱-۱ مقدمه

به نظر می رسد از آنجاییکه حدود ۷۰ درصد از سطح زمین توسط آب پوشانده شده است مشکل کم آبی از چالش های پیش روی جامعه بشری نباشد. کل آب موجود در چرخه هیدرولوژی حدود ۱,۴۰۰,۰۰۰,۰۰۰ کیلومتر مکعب برآورد شده است که ۹۷ درصد از این میزان در اقیانوسها و دریاها می باشد. کیفیت و شوری آب موجود در اقیانوسها و دریاها به گونه ای است که تنها با صرف هزینه بالا قابل استفاده خواهد بود. از حدود ۴۷,۰۰۰,۰۰۰ کیلومتر مکعب آب شیرین باقی مانده حدود ۱۱,۰۰۰,۰۰۰ کیلومتر مکعب آب شیرین در دسترس است که عمدتاً آبهای زیر زمینی می باشد. بقیه آبهای شیرین از دسترس انسان خارج بوده که بیشتر آن یخ های قطبی می باشد. بنابراین می توان نتیجه گرفت که کمتر از یک درصد از کل آب موجود، آب شیرین با کیفیت خوب و در دسترس بشر می باشد. البته از این میزان آب شیرین در دسترس نیز بی رویه نمی توان استفاده کرد زیرا پیامدهای زیست محیطی ویرانگری به بار خواهد آورد. به عنوان مثال برداشت زیاد از آبهای زیر زمینی باعث نشست زمین و همچنین شور شدن آبهای زیر زمینی خواهد شد [۱].

افزایش جمعیت جهان طی سالیان گذشته از حدود ۲/۳ میلیارد نفر در سال ۱۹۴۰ به حدود ۷ میلیارد نفر تا سال ۲۰۱۲ و همچنین افزایش کیفیت زندگی و بهداشت، مصرف آب را به شدت افزایش داده است که مشکل کم آبی را در سطح جهان به ویژه در منطقه خاورمیانه بیش از پیش باعث شده است [۲]. البته به نظر می رسد میزان آب شیرین در دسترس برای جمعیت کنونی جهان کافی باشد ولی مشکل اصلی در توزیع غیر یکنواخت این میزان آب در سطح زمین می باشد. این مساله به گونه ای است که در برخی کشورها میزان آب در دسترس ناشی از بارش اندک می باشد و در مقابل در برخی کشورها میزان بارش زیاد باعث ایجاد سیل های مرگبار می شود. در جدول (۱-۱) میزان متوسط بارندگی سالانه برخی کشورها آورده شده است. متوسط بارندگی ایران نسبت به متوسط بارندگی جهانی و بسیاری از کشورها به میزان قابل توجهی کمتر می باشد که این امر بیانگر این است که مشکل کم آبی از چالشهای جدی پیش روی کشور می باشد. البته لازم به ذکر است که تنها با مقایسه میزان بارندگی کشور با بقیه نقاط جهان نمی توان نظر قطعی داد که ایران دارای مشکل کم آبی می باشد. سازمان یونسکو میزان

جدول ۱-۱ متوسط بارندگی سالانه برخی کشورها.

کشور	متوسط بارندگی سالانه بر حسب میلیمتر	کشور	متوسط بارندگی سالانه حسب میلیمتر
اندونزی	۲۷۰۲	فرانسه	۸۶۷
بنگلادش	۲۶۶۶	ایتالیا	۸۶۲
کانادا	۲۰۱۱	آمریکا	۷۱۵
برزیل	۱۷۰۵	آلمان	۷۰۰
ژاپن	۱۶۶۸	چین	۶۴۵
کره	۱۲۷۴	پاکستان	۴۹۴
انگلستان	۱۲۲۰	ترکیه	۵۹۳
استرالیا	۱۱۱۰	ایران	۲۲۸
هند	۱۰۸۳	عربستان	۵۹

کافی آب برای هر نفر در سال را ۱۷۰۰ متر مکعب برآورد کرده است. کشورهایی که میزان سرانه آب سالانه شان بیش از این مقدار باشد با مشکل کم آبی روبرو نخواهند شد ولی کشورهایی که سرانه آب سالانه شان بین ۱۰۰۰ تا ۱۷۰۰ متر مکعب است در مرحله تنش دوره ای آبی بوده و در برخی سالها ممکن است مشکل کم آبی در این کشورها نمایان شود و کشورهایی که کمتر از ۱۰۰۰ متر مکعب سرانه آب سالانه دارند همواره با مشکل کم آبی مواجه هستند. در جدول (۱-۲) میزان سرانه آب سالانه برخی کشورها ارائه شده است.

میزان سرانه سالانه آب موجود در ایران با توجه به جمعیت ۷۷ میلیون نفری ایران مطابق جدول (۱-۲) بیش از ۱۴۰۰ متر مکعب می باشد. این بدین معناست که ایران در زمره کشورهایی که دچار کم آبی مفرط هستند نمی باشد ولی سرانه آب سالانه کشور از ۱۷۰۰ متر مکعب کمتر بوده که منجر به تنش های آبی دوره ای می شود. پیش بینی می شود اگر جمعیت ایران به بالای ۱۰۰ میلیون نفر برسد آنگاه در زمره کشورهایی قرار خواهیم گرفت که در مرحله کم آبی دائمی هستند.

همانطور که ذکر شد با وضعیت کنونی جمعیت کشور و منابع آب موجود مشکل کم آبی در مرحله دشواری نیست و می توان با مدیریت درست منابع آب موجود، مشکلات کم آبی به ویژه در حوزه کشاورزی را کمتر نمود. نکته قابل توجه در این مورد این است که علیرغم بارندگی نسبتا کم کشور میزان سرانه آبی ایران در مقایسه با بسیاری از کشورها بهتر می باشد زیرا ایران کشوری پهناور است که

جدول ۱-۲ میزان سرانه آب سالانه در دسترس برای کشورهای مختلف.

کشور	میزان سرانه آب سالانه برحسب متر مکعب	کشور	میزان سرانه آب سالانه برحسب متر مکعب
گابن	۱۰۲۸۸۴	ایران	۱۴۲۸
کانادا	۸۲۹۸۷	آلمان	۱۳۰۸
نیوزلند	۷۴۲۳۰	هند	۱۱۸۴
برزیل	۲۷۵۱۲	سودان	۶۴۱
استرالیا	۲۲۰۲۳	پاکستان	۳۱۲
آمریکا	۹۰۴۴	ترکمنستان	۲۷۵
ژاپن	۳۳۶۴	عربستان	۸۶
انگلستان	۲۲۹۲	مصر	۲۳

نسبت به وسعت خود دارای جمعیت زیادی نمی باشد. به عنوان مثال کشور آلمان وسعتی حدود ۲۰ درصد ایران را دارد ولی جمعیتی نزدیک به ۸۲ میلیون نفر دارد. این امر سبب شده است که علیرغم آنکه میزان بارندگی این کشور سه برابر ایران است ولی میزان سرانه آب هر دو کشور تقریباً برابر باشد. مشکل اصلی ایران در زمینه منابع آبی، توزیع غیر یکنواخت بارندگی در سطح کشور و بهره وری پایین در استفاده از آب به ویژه در بخش کشاورزی می باشد. برخی از مناطق ایران همانند بندر انزلی دارای بارندگی سالانه حدود ۲۰۰۰ میلیمتر می باشد و در نقطه مقابل، مناطق کویری کشور هر چند سال یکبار بارندگی دریافت کرده که به سرعت نیز تبخیر می شود. در جدول (۱-۳) میزان متوسط بارندگی سالانه برخی از شهرهای مهم کشور ارائه شده است. از اعداد این جدول اینطور می توان نتیجه گرفت که بارندگی مناطق شمالی به ویژه مناطق غربی تر آن بالاتر از ۶۰۰ میلیمتر می باشد. مناطق غربی و کوهستانی کشور نیز بارندگی بین ۳۰۰ تا ۶۰۰ میلیمتر داشته و شهرهایی با آب و هوای معتدل بارندگی بین ۲۰۰ تا ۳۰۰ میلیمتر و شهرهای خشک و کویری کشور کمتر از ۲۰۰ میلیمتر بارندگی در سال دارند.

یکی از راهکارهای حل مشکل کم آبی مناطق خشک و نسبتاً خشک استفاده از آبهای زیر زمینی می باشد به گونه ای که حفر چاه و قنات از دیر باز از شیوه های مرسوم برای تامین آب بوده است. با این وجود تنها به میزان محدودی از آبهای زیر زمینی می توان استفاده کرد زیرا استفاده بی رویه از

جدول ۱-۳ متوسط بارندگی سالانه شهرهای مختلف ایران [۱].

شهر	متوسط بارندگی سالانه بر حسب میلیمتر	شهر	متوسط بارندگی سالانه بر حسب میلیمتر
انزلی	۲۰۰۰	تبریز	۲۸۹
رشت	۱۳۵۹	بوشهر	۲۷۹
یاسوج	۸۶۵	مشهد	۲۵۵
ساری	۷۸۹	تهران	۲۳۲
گرگان	۶۰۱	اهواز	۲۱۳
خرم آباد	۵۰۹	کرمان	۱۵۳
سنندج	۴۵۹	قم	۱۵۱
شیراز	۳۴۶	سمنان	۱۴۰
ارومیه	۳۴۱	اصفهان	۱۲۳
همدان	۳۱۷	زاهدان	۹۱
اردبیل	۳۰۹	یزد	۶۱

آبهای زیر زمینی می تواند باعث نشست زمین و همچنین شور شدن این آبها نیز شود. راهکار عملی دیگر که نسبت به شیوه اشاره شده هزینه بیشتری دارد انتقال آب از مناطق پر آب به مناطق کم آب تر می باشد. این شیوه اگر چه هزینه بیشتری دارد ولی میزان این انتقال می تواند به گونه ای باشد که تا حد قابل توجهی مشکل کم آبی یک منطقه را کاهش دهد. البته باید به پیامدهای زیست محیطی طرحهای بزرگ انتقال آب توجه کافی داشت.

انتقال آب می تواند در مجاری بسته^۱ و تحت فشار مانند لوله ها و یا مجاری و کانالهای باز^۲ صورت بگیرد. انتخاب شیوه انتقال آب به عوامل گوناگونی بستگی دارد که مهمترین آن هزینه های اولیه، هزینه های جاری و نگهداری برای هر کدام از دو شیوه می باشد. به طور کلی هنگامی که حجم آب زیادی قرار باشد منتقل شود، استفاده از کانال باز برتری قابل توجهی نسبت به استفاده از مجاری تحت فشار دارد هر چند که در کشور لیبی از لوله های به قطر ۵ متر برای انتقال آب از صحرا استفاده شده است. عامل

^۱ Closed Conduit

^۲ Open Channel

اصلی انتقال آب در کانالهای باز نیروی ثقل می باشد که در این صورت هنگامی که شیب سطح زمین اندک باشد با هزینه نسبتاً کم خاکبرداری و خاکریزی می توان حجم قابل توجهی آب را در راستای شیب کانال انتقال داد. در مقابل هنگامی که مسیر عبور انتقال آب، کوهستانی و یا دارای شیب زیاد باشد هزینه خاکبرداری و خاکریزی بسیار قابل توجه می باشد که در این مواقع استفاده از مجاری تحت فشار منطقی تر به نظر می رسد. عامل اصلی انتقال آب در لوله ها اختلاف فشار موجود می باشد که می توان با ایجاد فشار اضافی توسط پمپ، آب را از مسیرهای دشوار حتی در خلاف جهت شیب زمین نیز انتقال داد [۳].

۲-۱ ویژگیها و تفاوت های جریان در مجرا های تحت فشار و کانالهای باز

اگر چه قوانین حاکم بر جریان سیالات در مجاری تحت فشار و کانالهای باز یکسان می باشد با این وجود تحلیل جریان در کانالهای باز دشوارتر می باشد. یکی از ویژگیهای خاص جریان در کانالهای باز تشکیل سطح آزاد با فشار ثابت و یا فشار اتمسفر می باشد. اگر چه مقدار فشار در مرزهای آزاد این نوع جریان ها مشخص است با این وجود مقدار عمق جریان در طول کانال می تواند تغییر پیدا کند. عمق جریان در کانالهای باز ناشی از عوامل متعدد مانند تغییر شیب، زبری بستر^۳، مسیر کانال و همچنین وجود برآمدگی ها تغییر خواهد کرد که این امر بر پیچیدگی این نوع جریانها می افزاید. هنگامی که این تغییرات در طی زمان نیز اتفاق بیافتد تحلیل مسائلی که سطح آزاد در آنها شکل می گیرد نسبت به جریان داخل لوله و تحت فشار به مراتب دشوار تر می شود. در مقابل اگر چه مقدار فشار در طول لوله ها متفاوت می باشد با این وجود عمق جریان از پیش دانسته و همان قطر لوله می باشد که تحلیل چنین جریانهایی را ساده تر می کند. البته لازم به ذکر است در موارد خاص هنگامی که فشار نسبی در طول لوله منفی شود امکان جدایش سیال از دیواره های لوله وجود داشته و عمق جریان با قطر لوله متفاوت خواهد بود. این پدیده معمولاً در اثر ضربه قوچ^۴ که ناشی از تغییر ناگهانی سرعت جریان می باشد به وجود می آید [۵،۴].

شکل اصلی اکثر مجاری تحت فشار دایره ای می باشد زیرا مقاطع دایره ای به ازای سطح مقطع یکسان، سطح جانبی کمتری نسبت به مقاطع دیگر دارند که باعث توانایی تحمل اختلاف فشارهای زیادی بین سطح خارجی و داخلی خود خواهد شد. تحمل اختلاف فشار زیاد در سیستم های آبرسانی شهری بسیار حائز اهمیت می باشد زیرا در برخی مناطق که ارتفاع پایین تری دارند در ساعت های کاهش مصرف ممکن است فشارهای زیادی به لوله ها وارد شود. در مقابل از مقاطع غیر دایره ای معمولاً در

³ Bed Roughness

⁴ Water hammer

سیستم های گرمایش و سرمایش ساختمان که اختلاف فشار اندک وجود دارد استفاده می شود که هزینه ساخت و نصب کمتری نسبت به مقاطع دایره ای دارند.

شکل مقاطع در کانالهای رو باز می تواند بسیار متفاوت باشد به ویژه در کانالهای طبیعی و رودخانه ها که شکل مقاطع معمولاً غیر هندسی می باشد. همچنین ویژگیهای مواد به کار رفته در لوله ها معمولاً مشخص و از پیش طراحی شده است ولی خصوصیات بستر کانالهای باز به ویژه کانالهای طبیعی می تواند بسیار متفاوت باشد که این ویژگی ها گاهی اوقات حتی با تغییر سرعت و دبی نیز می تواند تغییر کند. به عنوان مثال زبری بستر علاوه بر برآمدگی های سطح کانال به میزان ارتفاع گیاهان روپیده در بستر نیز ارتباط دارد. هنگامی که دبی جریان افزایش یابد گیاهان شکل خمیده به خود گرفته و مقاومت کمتری در برابر جریان از خود نشان می دهند.

از عوامل قابل توجه دیگر در کانالهای باز امکان نشت، تبخیر، فرسایش و رسوبگذاری می باشد که در طراحی کانالها از اهمیت قابل توجهی برخوردار می باشند. برای کاهش فرسایش در کانالها به ویژه در کانالهای طبیعی که مقاومت کمتری در برابر نیروی برشی ناشی از جریان آب دارند تلاش می شود سرعت جریان از محدوده خاصی فراتر نرود در عین حال سرعت جریان از یک میزان حداقلی برای جلوگیری از رسوبگذاری نیز باید بیشتر باشد. برای کاهش تبخیر نیز سعی می شود عرض سطح آزاد که در معرض نور خورشید می باشد به کمترین میزان ممکن برسد. لحاظ کردن تمامی این محدودیت ها و همچنین مواردی از این دست به خوبی بیانگر پیچیدگی طراحی کانالهای باز می باشد.

۱-۲-۱ نیروهای وارد بر جریان سیال

علاوه بر تفاوت های اشاره شده بین جریان در کانالهای باز و مجاری تحت فشار، رژیم هیدرولیکی این نوع جریان ها نیز بسیار متفاوت است. در جریان سیالات در لوله ها و کانالهای باز نیروهای گرانش، اینرسی^۵ (حاصل ضرب جرم در شتاب) و لزجت^۶ تاثیر قابل توجهی در تعیین رفتار سیال دارند. علاوه بر این نیروها، کشش سطحی نیز از جمله نیروهای وارد بر جریان سیالات می باشد که در بسیاری از شرایط نسبت به نیروهای ذکر شده اهمیت کمتری داشته و می توان از آن صرف نظر کرد. به عنوان مثال جریان در یک کانال با عمق بسیار کم کشش سطحی از اهمیت بیشتری برخوردار می باشد و با افزایش عمق از اهمیت آن کاسته می شود. از آنجاییکه لزجت تاثیر بسیار زیادی بر روی رفتار جریان چه در لوله ها و چه در کانال ها دارد در این بخش به شکل مبسوط به بررسی این عامل پرداخته می شود.

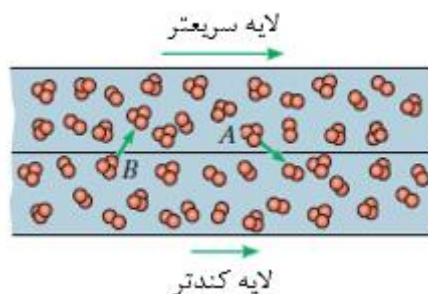
⁵Inertia

⁶ Viscosity

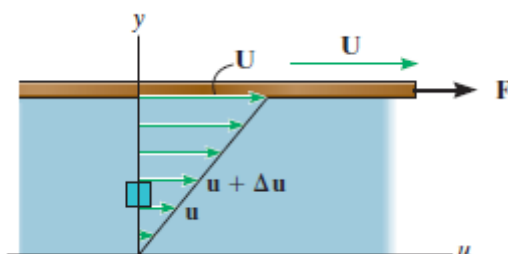
۱-۲-۱ لزجت

لزجت یک سیال بیانگر میزان مقاومت آن در برابر جاری شدن می باشد البته این بدان معنا نیست که سیالات می توانند تنش برشی را تحمل کنند و سیالات با کوچکترین تنش برشی شروع به حرکت کرده و تا زمانی که این تنش برقرار باشد حرکت نیز ادامه خواهد داشت و لزجت تنها باعث کند شدن حرکت خواهد شد نه مانع آن. دو عامل جاذبه مولکولی و جنبش مولکولی باعث ایجاد لزجت در سیالات می باشند. با اعمال تنش برشی فاصله بین مولکولی بیشتر شده که جاذبه مولکولی در برابر آن مقاومت می کند و باعث کند شدن حرکت می شود. جنبش مولکولی یا تبادل مولکولی به شکل متفاوتی باعث ایجاد لزجت و کند شدن حرکت لایه های سریعتر سیال می شود. در شکل (۱-۱) دو لایه سیال A و B با سرعت متفاوت در حال حرکت می باشند برخی از مولکولهای لایه بالاتر با سرعت بیشتر به علت جنبش مولکولی وارد لایه با سرعت کمتر شده و در مقابل نیز برخی از مولکولهای لایه کندتر وارد لایه سریعتر می شود و این تبادل مولکولی باعث کند شدن حرکت لایه سریعتر و تندتر شدن حرکت لایه کند تر شده که در واقع مانند اصطکاک عمل کرده و باعث کند شدن حرکت لایه بالاتر با سرعت بیشتر می شود.

در مایعات جاذبه مولکولی عامل اصلی ایجاد لزجت می باشد و جنبش مولکولی به علت فاصله کمتر مولکولها تاثیر چندانی در میزان لزجت ندارد ولی در گازها به علت فاصله زیادتر مولکولها جاذبه مولکولی ناچیز ولی جنبش مولکولی بسیار موثر است. به همین دلیل در مایعات با افزایش دما جاذبه مولکولی کمتر شده و لزجت کاهش می یابد ولی در گازها با افزایش دما جنبش مولکولی بیشتر شده و افزایش لزجت را ایجاد می کند. به طور کلی می توان گفت لزجت مایعات به مراتب بیشتر از لزجت گازها می باشد به عنوان مثال مایعی مانند گلیسرین دارای لزجت بسیار زیاد و حدود ۱۷۰۰۰ برابر آب می باشد و خود آب نیز دارای لزجی ۱۰۰۰ برابر لزجت هوا می باشد. به طور کلی آب به نسبت دارای لزجت کمی می باشد و در بسیاری موارد می توان از لزجت آن صرف نظر کرد که کمک بسیاری به ساده سازی حل مساله می کند.



شکل ۱-۱ جنبش مولکولی از عوامل ایجاد لزجت در سیالات [۳۴].



شکل ۲-۱-۲ گرادیان سرعت در جریان بین دو صفحه ساکن و متحرک در اثر لزجت [۳۴].

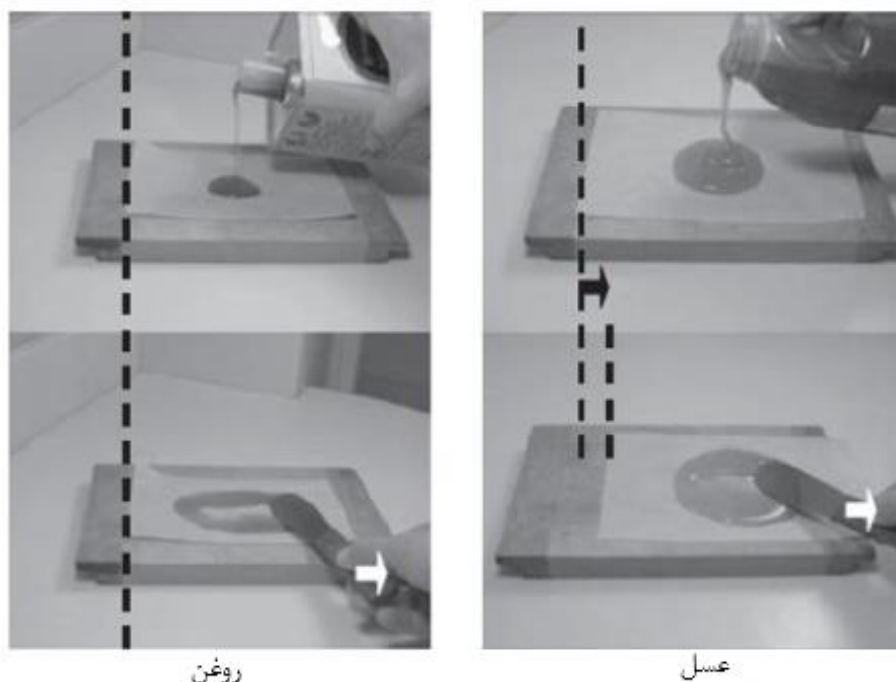
هنگامی که یک سیال لزج بین دو صفحه موازی مانند شکل (۲-۱) وجود داشته باشد و صفحه پایینی ساکن و صفحه فوقانی با سرعت U در اثر نیروی F حرکت کند یک گرادیان سرعت در عمق جریان ایجاد می شود که در صورت خطی بودن این تغییرات سرعت در صفحه پایینی از صفر تا سرعت U به شکل خطی تغییر می کند. این گرادیان سرعت در عمق جریان ثابت می باشد و باعث ایجاد تنش برشی در محیط سیال می باشد که طبق رابطه زیر که موسوم به قانون لزجت نیوتون می باشد بیان می شود.

$$\tau = \mu \frac{du}{dy} \quad (1-1)$$

که در این رابطه μ لزجت دینامیکی می باشد. طبق این معادله تنش برشی زمان صفر خواهد بود که گرادیان سرعتی وجود نداشته باشد و عامل اصلی ایجاد تغییرات سرعت دیواره های جامد می باشد که سرعت بر روی آنها نسبت به محیط اطراف آن می تواند بسیار زیاد بوده و تنش برشی قابل توجهی را ایجاد کند. اگر جریان سیال با دیواره ها در تماس نباشد تنش برشی زیادی تولید نشده و می توان از این عامل که باعث پیچیدگی تحلیل رفتار جریان می شود صرف نظر کرد.

۲-۱-۲-۱ لزجت عامل انتقال تنش برشی

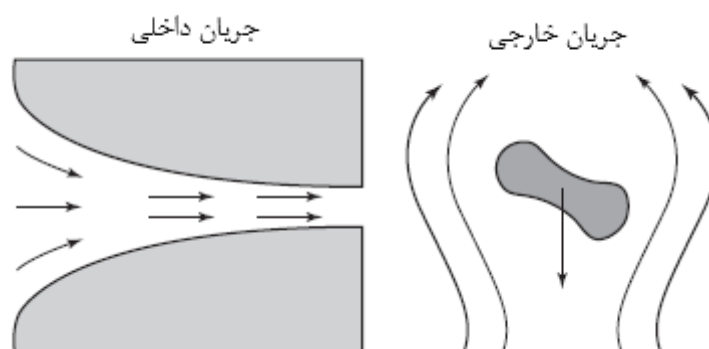
در بخش پیش اشاره شد عامل اصلی ایجاد تنش برشی گرادیان سرعت شدیدی هست که که در نزدیکی دیواره ها و مرزهای جامد ایجاد می شود و این تنش برشی می تواند در اثر عامل لزجت در محیط سیال پخش شود. به عنوان مثال در شکل (۳-۱) دو مایع روغن با لزجت کم و عسل با لزجت زیاد توسط یک چاقو بر روی سطح قرار است بر روی یک کاغذ پخش شود. تنش برشی ایجاد شده در سطح روغن توسط چاقو به کاغذ منتقل نمی شود و در این صورت کاغذ بدون حرکت باقی می ماند. در مقابل تنش برشی ایجاد شده در سطح عسل به علت لزجت زیاد آن به سطح کاغذ منتقل شده و باعث حرکت آن می شود. در حالت کلی می توان گفت که لزجت تنش برشی ایجاد شده در اثر دیواره ها را در محیط سیال پخش می کند و هر چه لزجت بیشتر باشد پخش تنش برشی به مقدار بیشتری صورت می گیرد.



شکل ۳-۱ آزمایش انتقال تنش برشی در اثر لزجت سیال [۳۵].

۳-۱-۲-۱ جریان های داخلی و خارجی

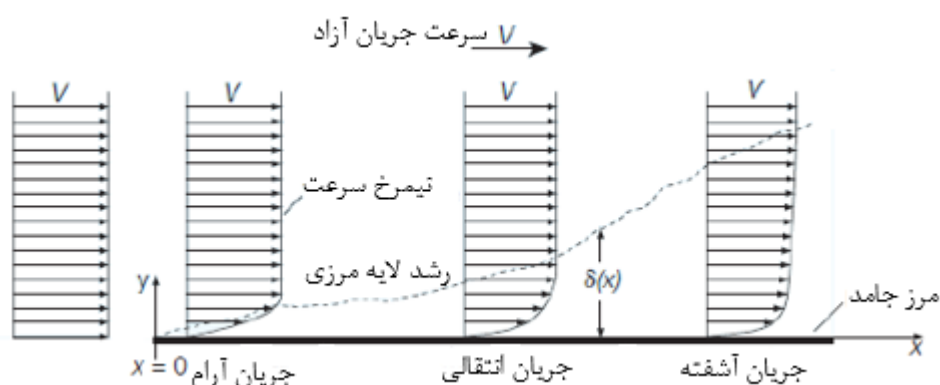
به طور کلی جریان ها را به دو گروه جریان های داخلی و خارجی می توان تقسیم بندی نمود. در جریان های داخلی سیال مطابق شکل (۴-۱) وارد یک مجرا شده به گونه ای که مرزهای جامد مجرا سیال را در بر می گیرند. به عبارت دیگر در این جریان ها، سیال از داخل محیط مجرا عبور کرده و ویژگی بسیار مهم این جریانات پخش تنش برشی ایجاد شده توسط دیواره های مجرا به محیط سیال توسط لزجت می باشد. در واقع به علت احاطه شدن جریان توسط مجرا عامل لزجت در این مسائل بسیار مهم و قابل صرف نظر کردن نمی باشد. جریان داخل لوله ها و کانال ها از جمله جریان های داخلی می باشد که در آنها طول مرزهای جامد نسبت به حجم سیال قابل چشم پوشی نمی باشد. در مقابل در جریانه های خارجی طول مرزهای جامد به نسبت حجم سیال بسیار کم می باشد و در عمل این جریان است که مرزهای جامد را احاطه کرده که تحت این شرایط میزان تنش برشی ایجاد شده توسط مرزهای جامد نسبت به محیط سیال اندک بوده و تنها عامل لزجت در نزدیکی مرزهای جامد اهمیت پیدا می کند. جریان هوای اطراف یک خودرو، گلوله و یا موشک و یا جریان آب اطراف قایق ها و کشتی ها و اژدرهای زیر دریایی از جمله جریان های خارجی می باشند.



شکل ۴-۱ نمونه جریان داخلی و خارجی [۳۵].

۴-۱-۲-۱ رشد لایه مرزی

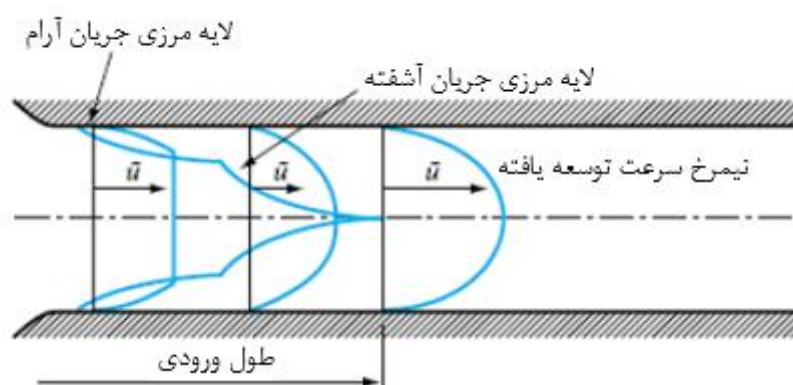
در بخش پیش اشاره شد که دیواره ها عامل ایجاد تنش برشی شدید و لزجت باعث پخش این تنش برشی در محیط سیال می شود و هنگامی که تاثیر لزجت در محیط سیال پخش شود سرعت جریان عبوری از روی مرزهای جامد تحت تاثیر قرار گرفته و کاهش خواهد یافت. به عنوان مثال یک جریان یکنواخت با سرعت V بر روی یک صفحه تخت مطابق شکل (۵-۱) حرکت می کند. در ابتدای صفحه سرعت جریان بر روی صفحه برابر صفر خواهد شد و یک گرادیان سرعت شدید ایجاد شده و توسط تنش برشی در محیط سیال پخش خواهد شد. با عبور جریان بر روی صفحه این تنش در فاصله بیشتری پخش شده و سرعت جریان در فاصله دورتری تحت تاثیر قرار گرفته و کاهش می یابد. به فاصله ای که نیمرخ سرعت تحت تاثیر مرز جامد قرار گرفته اصطلاحاً لایه مرزی گفته می شود و همانطور که مشاهده می شود ضخامت لایه مرزی در طول صفحه افزایش می یابد.



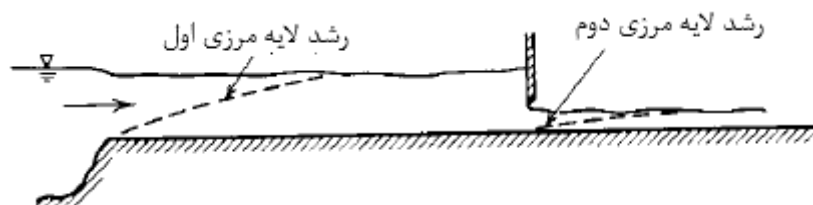
شکل ۵-۱ رشد لایه مرزی بر روی یک صفحه تخت.

اگر طول صفحه زیاد باشد در نهایت لایه مرزی به قدری رشد می کند که تمام محیط سیال را در بر میگیرد و تاثیر لزجت و تنش برشی ایجاد شده توسط صفحه جامد در کل جریان موثر خواهد بود و توزیع سرعت از حالت یکنواخت خارج می شود. چنین وضعیتی در جریان های داخلی مانند جریان در لوله ها و کانال ها مشاهده می شود. به عنوان مثال در شکل (۱-۶) یک جریان یکنواخت وارد یک لوله شده و لایه مرزی در طول لوله رشد پیدا کرده تا کل جریان را تحت تاثیر قرار دهد و توزیع سرعت متناسب با آن تغییر پیدا کرده و در نهایت به تعادل می رسد و تحت این شرایط نمی توان از عامل لزجت صرف نظر کرد.

در کانال ها نیز به عنوان جریان های خارجی لایه مرزی رشد پیدا کرده و در صورت طولانی بودن کانال کل عمق جریان را در بر بگیرد. در شکل (۱-۷) رشد لایه مرزی جریان ورودی از یک مخزن به کانال مشاهده می شود که بعد از طول مشخصی لایه مرزی به سطح آزاد رسیده و کل محیط سیال تحت تاثیر کف کانال قرار می گیرد. جریان در هنگام عبور از زیر دریچه با مقطع تنگ سرعت بیشتری به خود گرفته و توزیع سرعت در ایمن مقطع با تقریب مناسب یکنواخت خواهد بود و این بدان معناست که تنش برشی ناچیز می باشد و لایه مرزی از بین رفته ولی بعد از عبور جریان از این مقطع لایه مرزی تحت تاثیر کف کانال دوباره رشد کرده و دوباره کل محیط سیال را پر می کند. به عبارت دیگر لایه مرزی هر هنگام که سرعت به صورت ناگهانی زیاد شود دوباره از صفر شروع به رشد می کند ولی در مقابل افزایش مقطع و به تبع آن کاهش سرعت لایه مرزی را به شکل سریعتری رشد می دهد. همین وضعیت در جریان درو لوله ها نیز مشاهده می شود. به عنوان مثال در جریان ورودی از یک مخزن به لوله لایه مرزی از نو شروع به رشد می کند و در مقابل در خروجی مخزن عکس این قضیه مشاهده می شود و لایه مرزی با سرعت بیشتری رشد می کند.

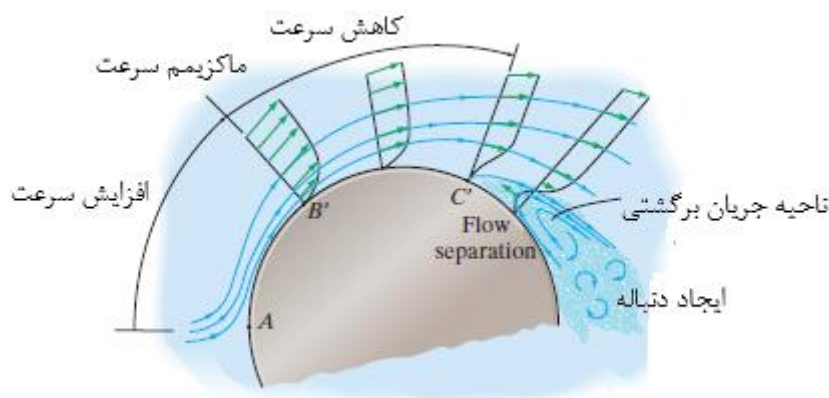


شکل ۱-۶ رشد لایه مرزی درون یک لوله [۳۶].

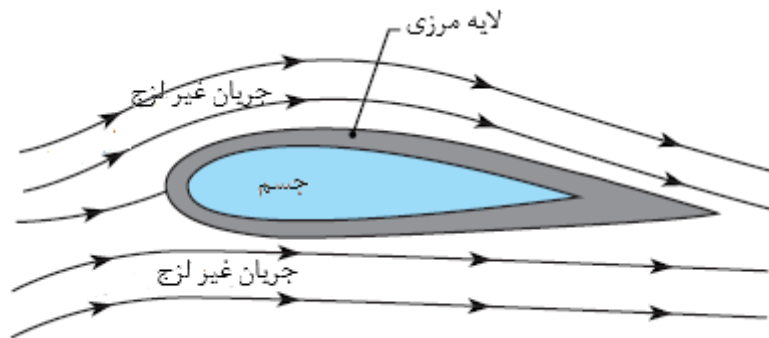


شکل ۷-۱ رشد لایه مرزی در جریان در کانال و رشد مجدد آن زیر یک دریچه [۲۰].

در جریان خارجی مانند جریان عبوری از روی یک استوانه مطابق شکل (۸-۱) لایه مرزی نیز رشد کرده و نیمرخ سرعت تحت تاثیر قرار گرفته ولی در پشت استوانه با کاهش سرعت همانطور که در شکل مشخص است در نقطه ای توزیع سرعت در نزدیکی مرز جامد معکوس شده و جریان برگشتی ایجاد می شود که اصطلاحاً گفته می شود لایه مرزی از سطح جدا شده و تنش برشی زیادی در این منطقه ایجاد شده که به سمت پایین دست کشیده شده که به آن دنباله گفته می شود که تاثیر زیادی بر روی حرکت این استوانه اگر در حال حرکت باشد خواهد داشت و مانع جدی برای آن می باشد. در طراحی آیرودینامیک خودروها و موشکها و حتی قایق های تندرو تلاش می شود جدایی لایه مرزی و به تبع آن از ایجاد دنباله جلوگیری کرده که منجر به حرکت سریعتر متحرک با مصرف سوخت کمتر خواهد شد. لازم به ذکر است در نواحی دور از استوانه لزجت سیال و تنش برشی ایجاد شده منتقل نشده و عملاً حرکت سیال را می توان غیر لزج فرض کرد که به سادگی تحلیل چنین جریاناتی می انجامد که در طراحی انواع متحرک ها در محیط سیال چه هوا و چه آب کاربرد زیادی دارد. در شکل (۹-۱) شکل بدنه یک متحرک به گونه ای طراحی شده است جدایی لایه مرزی و ایجاد دنباله در آن به حداقل و حتی الامکان در نواحی دور از آن اتفاق بیافتد.



شکل ۸-۱ جدایی لایه مرزی بر روی یک استوانه و ایجاد دنباله در پشت آن [۳۴].



شکل ۹-۱ دور کردن ناحیه ایجاد دنباله در اطراف یک متحرک داخل سیال با طراحی مناسب.

۱-۲-۵ عدد رینولدز

در بخش پیش بیان شد که در جریان های داخلی مانند جریان در لوله ها جریان توسط مجرای عبوری و دیواره ها احاطه شده و تنش برشی ایجاد شده توسط این دیواره ها در محیط سیال پخش می شود و کل جریان تحت تاثیر لزجت سیال قرار می گیرد. علاوه بر نیروی لزجت نیروی وزن نیز به جریان وارد می شود. در لوله ها با قطر کوچک نیروی وزن اهمیت کمتری نسبت به نیروی لزجت دارد. نیروی اینرسی جریان که در واقع حاصل ضرب جرم در شتاب می باشد تاثیر قابل توجهی در رفتار جریان دارد. این نیرو ناشی از برآیند نیروهایی وارد بر سیال در زمانهای قبل و نواحی دیگر می باشد که در وضعیت کنونی و مکان مورد نظر ما مورد توجه قرار می گیرد. نسبت بقیه نیروها به این نیرو رفتار جریان را مشخص می کند. با توجه به اینکه در لوله ها به ویژه با قطر کم نیروی لزجت از وزن اهمیت بیشتری دارد نسبت به نیروی اینرسی به لزجت در تحلیل جریان در لوله ها راهگشاستر می باشد. این نسبت مطابق معادله زیر تعریف می شود که اصطلاحاً عدد رینولدز^۷ نامیده می شود.

$$R_e = \frac{VD}{\nu} \quad (2-1)$$

که V اندازه سرعت متوسط جریان در مقطع مورد نظر، ρ جرم مخصوص سیال، ν لزجت سینماتیکی و D طول مشخصه جریان می باشد که برای لوله ها قطر به عنوان طول مشخصه در نظر گرفته می شود. لزجت سینماتیکی طبق تعریف نسبت لزجت دینامیکی به جرم مخصوص می باشد ($\nu = \mu / \rho$). برای مقاطع دیگر به جای قطر (D) عبارت $4R$ را جایگزین می کنند که R شعاع هیدرولیکی^۸ می باشد [۶]. تعریف شعاع هیدرولیکی در قسمت های آینده ارائه خواهد شد.

^۷ Reynolds Number

^۸ Hydraulic Radius

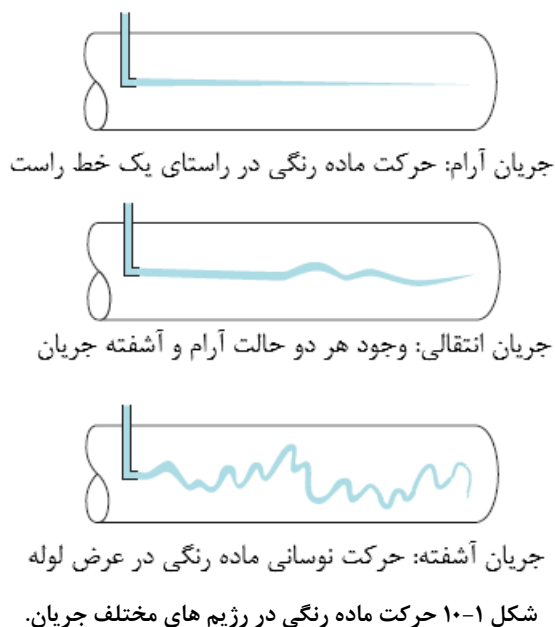
بر مبنای عدد رینولدز تاثیر نیروی لزجت در رفتار سیالات مورد بررسی قرار می گیرد. اگر میزان نیروی لزجت زیاد باشد ذرات سیال در خطوط جریان مربوط به خود به آرامی می لغزند و توان جدا شدن از خط جریان خود را ندارند. به عبارت دیگر در این حالت ذرات سیال قادر به نوسان حول خط جریان خود نمی باشند. به چنین جریانی جریان آرام^۹ گفته می شود. جریان آرام زمانی شکل می گیرد که لزجت سیال زیاد و یا سرعت جریان پایین باشد. البته مرزهای جامد نیز تاثیر قابل توجهی در آرام سازی جریان دارند زیرا این مرزها مانع از نوسان ذرات سیال شده و سیال را مجبور می کند که در خطوط جریان خود حرکت کنند. بنابراین هر چه قطر لوله و یا عمق جریان در کانالهای باز کاهش یابد جریان به سمت آرام شدن پیش می رود. در حالت کلی آب مایع چندان لزجی نمی باشد و تنها لزجت آب در نزدیکی دیوارها و مرزهای جامد اهمیت می یابد و این مرزها و دیواره ای جامد تاثیر قابل توجهی در آرام سازی جریان دارند. بنابراین می توان گفت اگر لزجت سیال زیاد، سرعت جریان کم و قطر لوله و یا عمق جریان نیز کم باشد جریانی آرام خواهیم داشت که تحت این شرایط عدد رینولدز جریان کوچک خواهد بود. بنابراین با دانستن عدد رینولدز می توان رفتار سیال را پیش بینی نمود.

اگر شرایطی به وجود بیاید که لزجت سیال کم و یا سرعت جریان قابل توجه و همچنین قطر لوله و یا عمق جریان زیاد باشد به گونه ای که مرزهای جامد تاثیر زیادی بر روی بخش عمده ای از سیال نداشته باشند در این صورت ذرات سیال می توانند از خط جریان خود جدا شده و حول این خط نوسان داشته باشند. به چنین جریانی جریان آشفته^{۱۰} گفته می شود که در این حالت عدد رینولدز بر خلاف جریان آرام زیاد می باشد.

در شکل (۱-۱۰) یک ماده رنگی نشان داده شده است که در نقطه ای مشخص وارد لوله می شود. در جریان آرام از آنجاییکه ذرات در خطوط جریان خود به صورت لایه ای حرکت می کنند ماده رنگی نیز در عرض لوله پخش نمی شود و به صورت یک خط راست در طول مسیر لوله حرکت می کند. هنگامی که سرعت جریان بیشتر شود و عدد رینولدز افزایش قابل توجهی پیدا کند آنگاه جریان آشفته شده و در این حالت ماده رنگی نیز به همراه ذرات سیال در عرض جریان نوسان می کند و در عرض لوله پخش خواهد شد. بین دو وضعیت آرام و آشفته یک وضعیت انتقالی وجود داشته به گونه ای که در برخی نقاط، جریان آشفته و در برخی نقاط دیگر جریان آرام است به گونه ای که گویا برای خود جریان هم مشخص نیست در چه وضعیتی قرار دارد. در بین این جریان ها تحلیل جریان انتقالی بسیار دشوار تر می باشد.

^۹ Laminar Flow

^{۱۰} Turbulent Flow

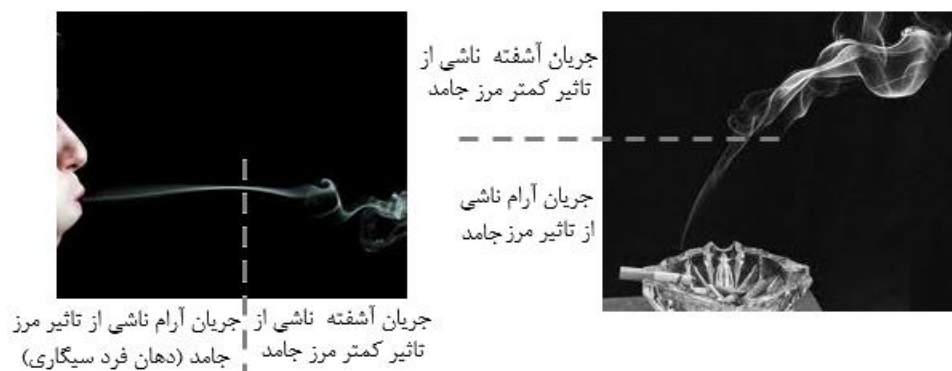


در مطالب ارائه شده به طور کیفی تفاوت جریان آرام و آشفته بیان شد ولی نیاز است که مشخص شود جریان به ازای چه محدوده ای از اعداد رینولدز آرام و یا آشفته خواهد بود. آزمایش های انجام شده برای جریان در لوله ها طبق رابطه زیر محدوده جریان آرام و آشفته را مشخص نموده است.

$$\begin{array}{ll}
 R_e < 2300 & \text{جریان آرام} \\
 2300 < R_e < 4000 & \text{جریان گذرا} \\
 R_e > 4000 & \text{جریان آشفته}
 \end{array}
 \quad (3-1)$$

البته لازم به ذکر است در لوله های بسیار صاف اگر از لرزش لوله جلوگیری شود تا اعداد رینولدز ۱۰۰,۰۰۰ نیز می توان در شرایط آزمایشگاهی جریان را آرام نگه داشت [۸]. جریان های آرام و آشفته را در زندگی روزمره می توان مشاهده کرد. یک نمونه جالب آن حرکت دود ناشی از سیگار می باشد. دود سیگار در نزدیکی سیگار ناشی از تاثیر مرز جامد، جریان آرام داشته و در مسیر مستقیم و بدون نوسان حرکت می کند ولی با دور شدن دود از سیگار تاثیر مرز جامد کاهش یافته و جریان نوسانی و

آشفته مشاهده می شود. این موضوع برای دود خارج شده از دهان شخص سیگاری نیز مشهود است. چنین شرایطی در شکل (۱-۱۱) به نمایش درآمده است. نمونه چنین جریان های در طبیعت بسیار مشاهده می شود و وجود جریان آشفته بسیار مهم می باشد.



شکل ۱۱-۱ مقایسه حرکت دود در جریان آشفته و آرام.

وجود جریان آشفته در جریان هوا بسیار اهمیت دارد و اساس زندگی بشر و موجودات زنده بر آن بنا نهاده شده است. در شکل ۱-۱۲ چند نمونه از جریان های آشفته نشان داده شده است. در شکل سمت راست بازدم خروجی از دهان یک انسان نشان داده شده است که به علت وجود آشفتگی در محیط هوا پخش شده و هوای با کیفیت مناسب دوباره روبروی دهان شخص قرار می گیرد و ادامه حیات را ممکن می سازد. در صورت عدم وجود آشفتگی انسان ها نمی توانستند هوای با کیفیت برای تنفس پیدا کنند. در شکل وسط دود خروجی از آگروز یک خودرو نشان داده شده است که در اثر آشفتگی در هوا پخش شده و در غیر اینصورت این دود مجدد وارد خودرو شده و باعث مرگ سرنشینان خودرو خواهد شد. در شکل سمت چپ نیز دود خروجی از یک دودکش به تصویر در آمده است که در اثر آشفتگی در محیط اطراف رقیق شده و در نهایت ناپدید خواهد شد. در جریان آب نیز اگر آلودگی در بخشی از جریان ایجاد شود در اثر آشفتگی در محیط سیال پخش شده و تاثیر آن کاهش می یابد و امکان استفاده از آن برای موجودات زنده فراهم می شود. به طور کلی وجود آشفتگی چه در جریان مایعات چه در جریان هوا عامل بسیار مهمی در رقیق کردن و پخش آلودگی دارد و حیات تمام موجودات به این عامل وابسته است. از انجاییکه لزجت آب و هوا هر دو بسیار کم می باشند انتظار داریم اکثر جریان های شکل گرفته در هر دو محیط آشفته باشند. تحلیل جریان های آشفته به علت نوسان های زیادی که در جریان مشاهده می شود بسیار دشوار می باشد.

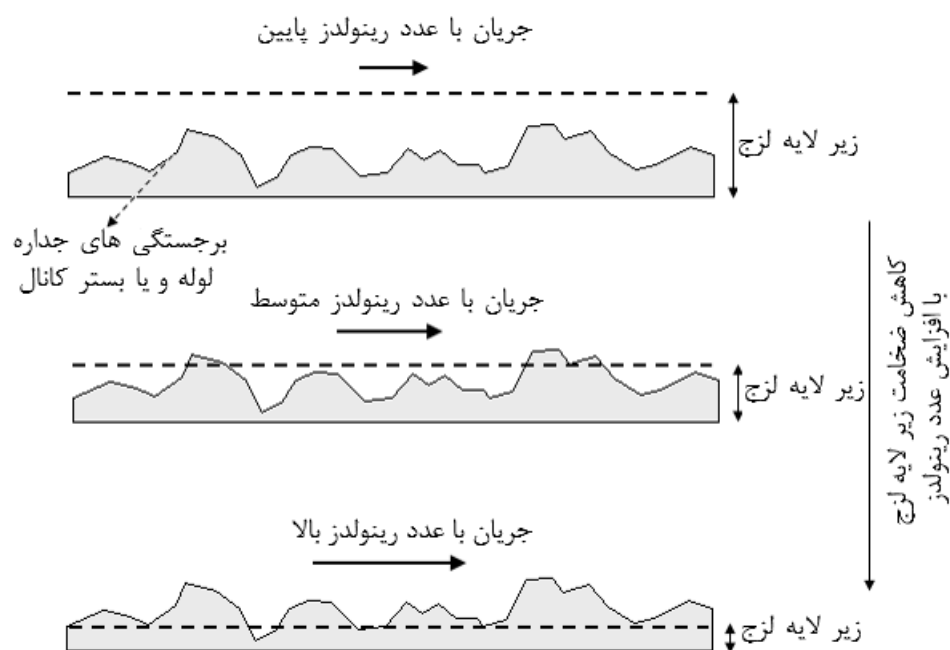


شکل ۱۲-۱ نمونه جریان های آشفته در طبیعت.

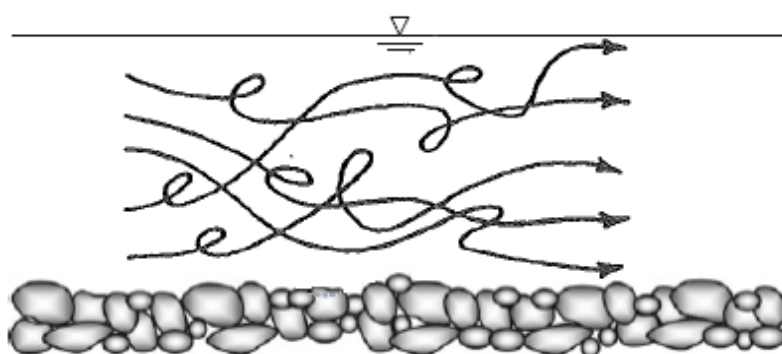
بیشتر اشاره شد که عامل اصلی ایجاد تنش برشی در محیط سیال وجود دیواره ها و پخش آن توسط لزجت در محیط سیال می باشد. شکل بستر و دیواره ها و میزان زبری و یا پستی و بلندی های آن نیز در نوع رفتار جریان نیز مهم می باشد. در شکل (۱-۱۳) جریان عبوری از روی بستر با برجستگی های نشان داده شده به صورت اغراق آمیز به تصویر در آمده است. هنگامی که سرعت جریان کم باشد و متناظر با آن عدد رینولدز پایین باشد جریان اصلی در نواحی دور از بستر صورت می گیرد و عملاً جریان شکل گرفته زبری بستر را احساس نمی کند و تنها لزجت سیال در رفتار جریان موثر است. ناحیه ای که میزان تنش برشی در آن قابل توجه است اصطلاحاً زیر لایه لزج^{۱۱} گفته می شود که ضخامت این لایه به عدد رینولدز جریان ارتباط دارد. به عبارت دیگر در شرایطی که ضخامت زیر لایه لزج بیشتر از برجستگی های بستر باشد جریان بر روی سیال زیرین خود لغزیده و جنس بستر اهمیتی ندارد. با افزایش سرعت و عدد رینولدز ضخامت زیر لایه لزج کاهش یافته و در میان های برجستگی ها قرار می گیرد و تحت این شرایط علاوه بر لزجت میزان برجستگی ها بستر نیز در نوع رفتار جریان اهمیت پیدا می کند. با افزایش بیشتر سرعت و عدد رینولدز ضخامت این لایه به میزانی کاهش پیدا می کند که زیر لایه لزج در زیر برجستگی های لوله یا بستر کانال مدفون می شود و عملاً ویژگیهای جریان که در قالب عدد رینولدز دیگر تاثیری بر روی جریان نداشته و تنها میزان این برجستگی ها و زبری بستر رفتار جریان را تحت تاثیر قرار می دهد. به چنین حالتی وضعیت جریان کاملاً آشفته گفته می شود که معمولاً در جریان در کانال ها اتفاق می افتد که در آنها عمق و دبی جریان از لوله به مراتب بیشتر می باشد و می توان با دقت مناسب گفت لزجت جریان در کانال ها عملاً عامل اصلی در کنترل جریان نمی باشند و عامل وزن تاثیر بیشتر بر روی جریان دارد. [۳].

کانال ها به ویژه رودخانه ها می توانند بستر بسیار زبری داشته باشند که به راحتی زیر لایه لزج را تحت تاثیر قرار داده و به سادگی جریان کاملاً آشفته شکل می گیرد. در واقع زبری زیاد مانع از انتشار تنش برشی ایجاد شده در بستر ناشی از لزجت به محیط سیال و آرام تر کردن جریان دارد و در مقابل آشفته گی قابل توجهی ایجاد کرده و به جریان تزریق کرده و جریان کاملاً آشفته شکل می گیرد. در شکل (۱-۱۴) بستر یک رودخانه با زبری زیاد نشان داده شده است که همانطور که اشاره شد ناهمگنی بستر عامل اصلی ایجاد آشفته گی می باشد. تحت این شرایط چون جریان همواره در کانال ها کاملاً آشفته می باشد دیگر عدد رینولدز برای آنها بررسی نمی شود. در بخش بعد به تاثیر نیروی وزن و نسبت آن به نیروی اینرسی پرداخته می شود که تاثیر قابل توجهی در نوع جریان شکل گرفته در کانال ها دارد و جریان می تواند تحت تاثیر این عامل رفتار کاملاً متفاوتی داشته باشد.

¹¹ Viscos Sub-Layer



شکل ۱۳-۱ تغییر ضخامت زیر لایه لزج با افزایش عدد رینولدز [۳].



شکل ۱۴-۱ شکل گیری جریان کاملاً آشفته بر روی بستر زیر یک رودخانه.

۱-۲-۶ عدد فرود

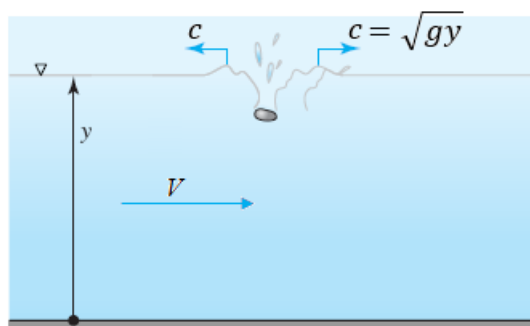
پیشتر اشاره شد که معمولا مقادیر زیاد آب به صرفه تر است که از طریق کانالها منتقل شود. بنابراین در بیشتر موارد عمق جریان در کانالها قابل توجه می باشد که منجر به ایجاد جریان کاملا آشفته می شود و لزجت اهمیت کمتری پیدا می کند. در چنین شرایطی وزن سیال تاثیر قابل توجهی در کنترل رفتار جریان خواهد داشت. بنابراین نسبت نیروی اینرسی به نیروی وزن اهمیت بیشتری نسبت به عدد رینولدز در جریان کانالهای باز خواهد داشت.

نسبت نیروی اینرسی به نیروی وزن با عدد بدون بعد فرود^{۱۲} نشان داده می شود که معادله آن به شکل بعد می باشد.

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gD}} \quad (4-1)$$

که در این رابطه D عمق هیدرولیکی^{۱۳} جریان است که برای کانالهای مستطیلی عمق هیدرولیکی و عمق جریان برابر می باشد. همچنین F_r بیانگر عدد فرود جریان است [۱۱].

با توجه به معادله عدد فرود می توان گفت صورت عدد فرود برابر سرعت متوسط جریان و مخرج این عدد برابر $\sqrt{gD}$ می باشد که در واقع همان سرعت موج سطحی می باشد. موج سطحی موجی است که در سطح آب ناشی از عوامل بیرونی مانند پرتاب سنگ داخل آب و تاثیر سازه هایی مانند پایه پل ها ایجاد می شود. در شکل (۱-۱۵) یک موج سطحی ناشی از پرتاب سنگ داخل آب در یک کانال مستطیلی نشان داده شده است.



شکل ۱-۱۵ ایجاد و حرکت موج سطحی در اثر سقوط یک تکه سنگ در آب [۱۰].

¹² Froude Number

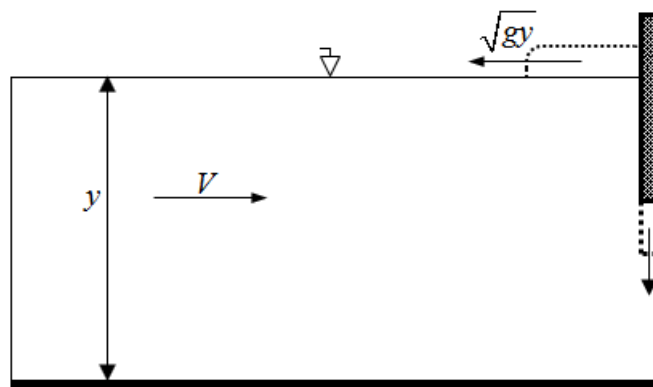
¹³ Hydraulic Depth

سرعت موج سطحی را به راحتی با اعمال قوانین حرکت می توان به دست آورد. ذکر این نکته اهمیت دارد تنها هنگامی که عمق جریان کم و ارتفاع موج کوتاه باشد می توان از این رابطه برای محاسبه سرعت موج سطحی استفاده کرد. موج سطحی ایجاد شده مثلاً در اثر پرتاب سنگ داخل آب در تمامی جهات منتشر می شود. اگر جریان در یک کانال با عرض نسبتاً کم مورد نظر باشد دیواره های جانبی کانال به راحتی مانع از پیشروی و تاثیر امواج سطحی در عرض کانال می شوند ولی امواجی که در راستای طولی کانال حرکت می کنند می توانند در رفتار جریان موثر باشند. موج سطحی که هم جهت با سرعت جریان می باشد می تواند به همراه جریان به پایین دست حرکت کرده و تاثیری در رفتار جریان ندارد. در مقابل، موج سطحی که مخالف جهت سرعت جریان حرکت می کند تاثیر قابل توجهی در رفتار جریان دارد. سه حالت در مقایسه سرعت موج سطحی مخالف و سرعت جریان وجود دارد که در معادله (۵-۱) ارائه شده است.

$$\begin{aligned} V < \sqrt{gD} &\rightarrow F_r = \frac{V}{\sqrt{gD}} < 1 && \text{جریان زیر بحرانی} \\ V = \sqrt{gD} &\rightarrow F_r = \frac{V}{\sqrt{gD}} = 1 && \text{جریان بحرانی} \\ V > \sqrt{gD} &\rightarrow F_r = \frac{V}{\sqrt{gD}} > 1 && \text{جریان فوق بحرانی} \end{aligned} \quad (5-1)$$

با توجه به معادله قبل می توان گفت هنگامی که عدد فرود جریان کمتر از یک باشد سرعت موج سطحی کمتر از سرعت جریان بوده و امکان انتشار به سمت بالا دست جریان را خواهد داشت به چنین جریان هایی جریان زیر بحرانی^{۱۴} گفته می شود. در جریان زیر بحرانی تغییرات اعمال شده در پایین دست می تواند بالادست جریان را تحت تاثیر خود قرار دهد. به عبارت دیگر جریان های زیر بحرانی از پایین دست کنترل می شوند و شرایط پایین دست جریان تعیین کننده وضعیت جریان می باشد [۱۲]. به عنوان مثال اگر یک دریاچه به میزان اندک به سمت کف کانال حرکت کند و سطح مقطع عبوری از زیر دریاچه کاهش یابد ارتفاع پشت دریاچه به میزان کمی بالا می آید که یک نوع موج سطحی است. اگر جریان در کانال زیر بحرانی باشد موج سطحی ایجاد شده می تواند به سمت بالا دست حرکت کرده و ارتفاع در طول کانال به سمت بالا دست افزایش می یابد (شکل (۱-۱۶)).

¹⁴ Subcritical Flow



شکل ۱-۱۶ مقایسه سرعت موج سطحی ایجاد شده در اثر حرکت دریچه و سرعت جریان.

اگر عدد فروود جریان بیشتر از یک باشد بدین معنی است که سرعت جریان از سرعت موج سطحی بیشتر است. در این حالت، موج سطحی در پایین دست توان حرکت به سمت بالا دست جریان را نخواهد داشت. به چنین جریان هایی جریان فوق بحرانی^{۱۵} گفته می شود که در آنها سرعت جریان زیاد و عمق جریان کم می باشد. در جریان فوق بحرانی سرعت جریان آنقدر زیاد است که هر گونه موج سطحی کوچک را می تواند همراه خود به سمت پایین دست بشوید. در این حالت، جریان تنها تحت تاثیر تغییرات اعمال شده در بالا دست می باشد و از بالا دست کنترل می شود. در مثال قبل اگر جریان فوق بحرانی باشد بالا آمدگی ارتفاع پشت دریچه نمی تواند به سمت بالا دست حرکت کند. ذکر این نکته ضروری است که جریان فوق بحرانی معمولاً در مسافت های کوتاه اتفاق می افتد و جریان تمایل دارد از حالت فوق بحرانی به زیر بحرانی تبدیل شود.

اگر عدد فروود جریان برابر یک باشد جریانی تشکیل می شود که سرعت موج سطحی با سرعت جریان برابر خواهد بود. به چنین جریانی جریان بحرانی^{۱۶} گفته می شود که از ویژگیهای خاصی برخوردار می باشد که در فصل های بعدی به آن پرداخته خواهد شد. یک نمونه از این ویژگی ها این است که بین دبی و عمق جریان با لحاظ کردن حدود فروود ۱ رابطه ای پیدا می شود که می توان با اندازه گیری عمق در یک مقطع بحرانی و اعمال آن در رابطه به دست آمده دبی جریان را به دست آورد و برخی از سازه های هیدرولیکی با ایجاد عمق بحرانی دبی را اندازه گیری می کنند که از جمله می توان به پارشال فلوم و یا کانال ونتوری اشاره کرد.

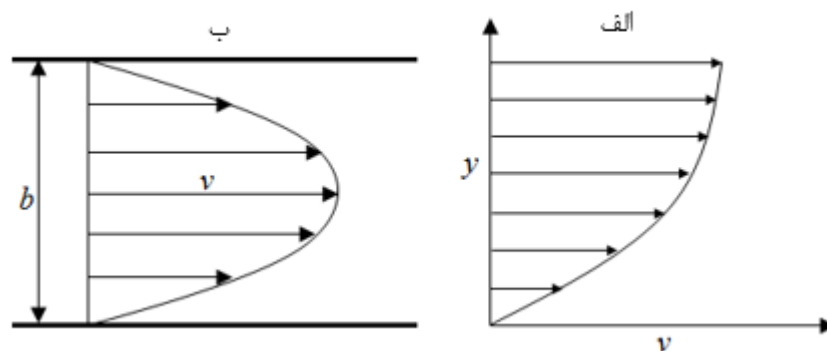
¹⁵ SuperCritical Flow

¹⁶ Critical Flow

۳-۱ توزیع سرعت در کانالها

اگر جریان غیر لزج باشد توزیع سرعت در مقطع جریان یکنواخت می باشد ولی در جریان های واقعی که نمی توان از تاثیر لزجت صرف نظر کرد در روی بستر و دیواره ها سرعت جریان صفر بوده و با دور شدن از آنها سرعت افزایش یافته تا در نهایت مقدار سرعت ثابت شده و به سطح آزاد جریان در کانال ها برسد. در شکل (۱۷-۱) سمت راست توزیع سرعت در عمق یک کانال نشان داده شده است. در این شکل سرعت حداکثر در سطح آزاد منظور شده که با مشاهدات تجربی همخوانی ندارد به طوری که سرعت حداکثر معمولاً در نقطه ای پایین تر از سطح آزاد اتفاق می افتد. این عامل ناشی از تاثیر دیواره ها و بستر کانال بر توزیع سرعت می باشد. همانند توزیع سرعت در عمق، ناشی از تاثیر دیواره ها در عرض کانال نیز گرادین سرعت وجود دارد به گونه ای که سرعت در دیواره ها صفر و در مرکز کانال به حداکثر خود می رسد که در شکل (۱۷-۱) سمت چپ چنین توزیع سرعتی نشان داده شده است.

در جریان آشفته می دانیم که نوسان های شدید در سرعت اتفاق می افتد که باعث تغییر در میزان فشار خواهد شد. در نواحی دور از مرزهای جامد و بستر کانال نوسان های سرعت باعث کاهش فشار می شود زیرا بخشی از میزان فشار تبدیل به انرژی جنبشی ناشی از نوسان های سرعت می شود. در نزدیکی مرزهای جامد از آنجایی که نوسان های سرعت ناشی از آشفتگی توسط دیواره ها محو می شود فشار سیال به علت جذب انرژی جنبشی نوسان های سرعت افزایش می یابد. این افزایش فشار باعث حرکت سیال از دیواره ها و بستر کانال به سمت سطح جریان در عرض کانال می شود. در مقابل این حرکت، بخشی از سیال نیز از سطح جریان به سمت دیواره ها و بستر کانال حرکت می کند. در واقع یک جریان گردشی در مقطع کانال به وجود می آید که اصطلاحاً جریان ثانویه^{۱۷} نامیده می شود.



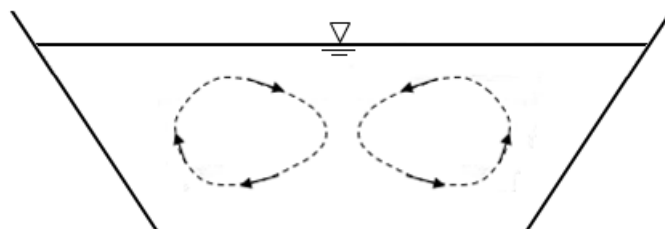
شکل ۱۷-۱ توزیع سرعت در عمق (الف) و عرض جریان (ب) در یک کانال بدون تاثیر جریان ثانویه.

¹⁷ Secondary Current

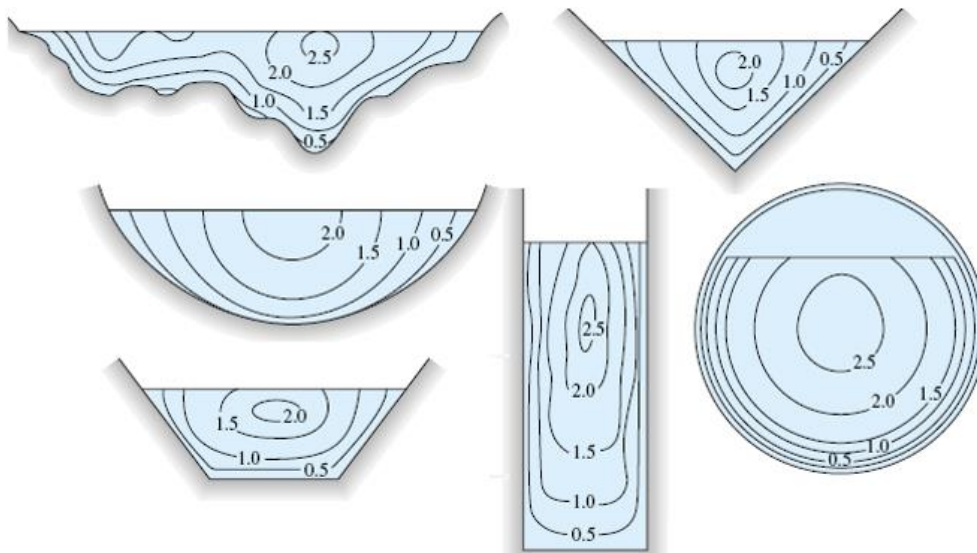
در جریان ثانویه، سیال با سرعت کمتر از بستر و دیواره های کانال به سمت سطح آزاد حرکت می کند که این امر منجر به اختلاط جریان در این نواحی می شود. در اثر این اختلاط، سرعت جریان در سطح آزاد کاهش می یابد. بنابراین می توان گفت که جریان ثانویه باعث خواهد شد که سرعت ماکزیمم بر خلاف تصور اولیه در نقطه ای پایین تر از سطح آزاد اتفاق می افتد جریان ثانویه در مقاطعی غیر از دایره به علت عدم تقارن اتفاق می افتد. در شکل (۱-۱۸) جریان ثانویه فرضی در یک کانال ذوزنقه ای نشان داده شده است [۱۳].

تنش برشی اعمال شده از طرف جریان به بستر کانال یا سطح لوله با عمق جریان ارتباط مستقیم دارد به نحوی که با افزایش عمق، تنش برشی نیز افزایش خواهد یافت. جریان ثانویه در مقطع کانال تمایل دارد هر گونه اختلافی را به وضعیت تعادل برساند. به عبارت دیگر جریان ثانویه تمایل دارد در مقطع کانال از نقاطی که تنش برشی در آنها زیاد است به نقاطی که تنش برشی در آنها کمتر است حرکت کند. با استفاده از این اصل به راحتی جهت جریان ثانویه را می توان تشخیص داد. در شکل (۱-۱۸) در سمت راست مقطع، جهت جریان ثانویه از عمق زیاد (تنش برشی بیشتر) به عمق کمتر (تنش برشی کمتر) خواهد بود تا تنش برشی متعادل شود که در این صورت جریان ثانویه در خلاف جهت حرکت عقربه های ساعت خواهد بود. در مقابل در سمت چپ مقطع شکل (۱-۱۸) جهت جریان ثانویه در جهت حرکت عقربه های ساعت خواهد بود.

میزان سرعت جریان ثانویه بر طبق نتایج آزمایشگاهی حدود ۵ درصد سرعت طولی جریان می باشد [۱۴]. از آنجایی که دیواره ها و بستر کانال عامل اصلی جریان ثانویه می باشند هر چه مرزهای جامد بیشتر سیال را احاطه کرده باشند جریان ثانویه شدید تری اتفاق می افتد. به عبارت دیگر هر چه عرض کانال کمتر باشد با جریان ثانویه قویتری مواجه خواهیم شد. در عوض در کانالهای عریض به ویژه رودخانه ها از شدت جریان ثانویه کاسته خواهد شد. می توان گفت که اگر جریان ثانویه قوی تشکیل شود عمق سرعت ماکزیمم بیشتر خواهد بود. خطوط همتراز سرعت برای مقاطع مختلف کانال در شکل (۱-۱۹) بر مبنای نتایج آزمایشگاهی ارائه شده است. با توجه به این شکل مشخص می شود که هر چه



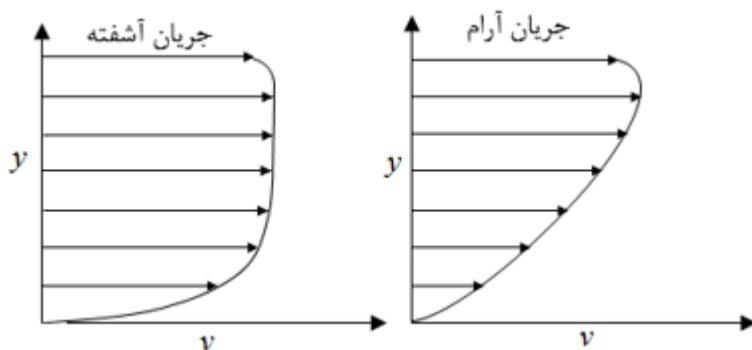
شکل ۱-۱۸ جریان ثانویه در مقطع یک کانال ذوزنقه ای.



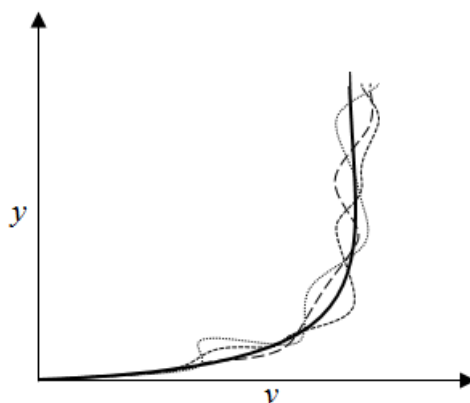
شکل ۱-۱۹ خطوط همتراز سرعت در مقاطع مختلف کانال [۱۰].

کانال عریض تر باشد عمق سرعت حداکثری کاهش پیدا می کند. به عبارت دیگر می توان گفت که با نزدیک تر شدن دیواره ها به یکدیگر عمق محل سرعت حداکثری نیز بیشتر خواهد شد. علاوه بر مرزهای جامد و جریان های ثانویه، رژیم جریان نیز تاثیر قابل توجهی در توزیع سرعت در کانالها دارد. در جریان های آرام چون تاثیر لزجت سیال زیاد می باشد امکان اختلاط لایه های مختلف سیال کمتر وجود داشته و گرادیان سرعت زیادی در عمق و عرض کانال به وجود می آید. در مقابل در جریان های آشفته به علت اختلاط شدید لایه های مختلف جریان، گرادیان سرعت کاهش یافته و تقریباً یک توزیع یکنواخت سرعت در عرض و عمق جریان مشاهده می شود. تنها در نزدیکی دیواره ها و کف کانال یک گرادیان شدید سرعت مشاهده می شود. توزیع سرعت برای جریان های آشفته و آرام در عمق کانال در شکل (۱-۲۰) نشان داده شده است. توجه شود که در این شکل، محل سرعت ماکزیم ناشی از جریان ثانویه در سطح آزاد نیست.

در جریان آشفته نوسان های شدید سرعت در زمان و مکان وجود دارد بنابراین توزیع سرعت واقعی در هر لحظه در عمق جریان تغییر می کند. در شکل (۱-۲۱) توزیع سرعت برای جریان آشفته در عمق کانال برای زمانهای مختلف نشان داده شده است که به روشنی بیانگر تغییر سرعت در لحظات مختلف می باشد. نوسان های جریان آشفته آنچنان تصادفی بوده که با روشهای تحلیلی نمی توان ماهیت این پدیده را مورد بررسی قرار داد و تنها روشهای عددی و آزمایشگاهی می تواند راهگشا باشد.



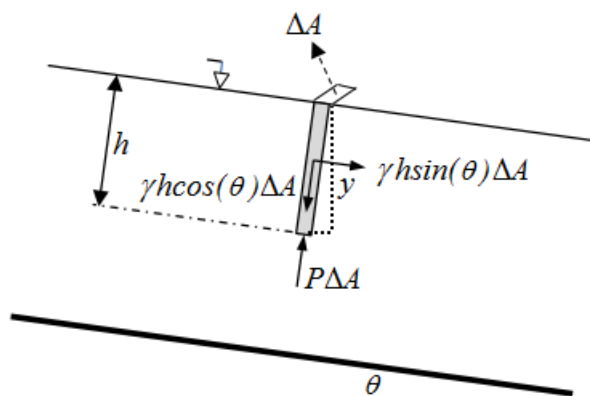
شکل ۲۰-۱ مقایسه توزیع سرعت در عمق برای جریان های آرام و آشفته با لحاظ کردن جریان ثانویه.



شکل ۲۱-۱ توزیع سرعت لحظه ای در عمق جریان برای جریان آشفته.

۴-۱ توزیع فشار در کانالها

در یک کانال طولانی با شیب کف ثابت، توزیع سرعت در طول کانال توسعه پیدا کرده و اگر هیچ تغییری در مسیر کانال وجود نداشته باشد این سرعت ثابت باقی خواهد ماند. معمولاً سرعت جریان ثانویه در مقطع کانال قابل نظر کردن می باشد که در این صورت تنها مولفه سرعت موجود در راستای طولی کانال خواهد بود. در چنین شرایطی خطوط جریان موازی یکدیگر و همچنین موازی کف کانال خواهند بود و در راستای عمود بر خطوط جریان تنها مولفه نیروی وزن بر سیال تاثیر گذار است. در شکل (۱-۲۲) برای یک کانال فرضی، المانی با ارتفاع h عمود بر خط جریان که عمق کف آن نیز در راستای شتاب ثقل برابر y می باشد نشان داده شده است. سطح مقطع این المان نیز برابر ΔA میباشد.



شکل ۲۲-۱ تعادل نیروهای وارد بر سیال در راستای عمود بر کف کانال.

مولفه وزن در راستای عمود بر کف کانال برابر $\gamma h \cos(\theta) \Delta A$ خواهد بود. اگر معادله تعادل نیروها برای این المان در راستای عمود بر خط جریان اعمال شود خواهیم داشت:

$$\sum F_h = P \Delta A - \gamma h \cos(\theta) \Delta A = 0 \rightarrow P = \gamma h \cos(\theta) = \gamma y \cos^2(\theta) \quad (6-1)$$

در این معادله P فشار سیال می باشد. در واقع می توان گفت که توزیع فشار در هر نقطه که خطوط جریان موازی باشند تنها به عمق جریان ارتباط دارد در این حالت توزیع فشار هیدرواستاتیکی^{۱۸} است. اگر شیب کف کانال (θ) کم باشد که معمولاً برای بسیاری از کانالها چنین شرایطی برقرار می باشد آنگاه میزان فشار برابر خواهد بود با:

$$\theta \rightarrow 0 \rightarrow \cos(\theta) \rightarrow \cos^2(\theta) \rightarrow 1 \rightarrow P = \gamma h = \gamma y \quad (7-1)$$

در کانالهایی که شیب کف کانال تغییر می کند اندازه و جهت سرعت جریان نیز تغییر خواهد کرد که تحت این شرایط خطوط جریان دیگر موازی نخواهند بود. در این صورت شتابی در راستای عمود بر خطوط جریان وارد می شود که موجب خواهد شد که توزیع فشار دیگر هیدرواستاتیکی نباشد. یک راه ساده برای تشخیص تقریبی جهت خطوط جریان توجه به انحنای کف کانال و سطح آزاد آب می باشد زیرا این دو خط در واقع خطوط جریان می باشند. به چنین توزیع فشاری که علاوه بر وزن سیال مقدار سرعت نیز تاثیر گذار است توزیع فشار هیدرودینامیکی گفته می شود که به دست آوردن آن می تواند دشوار باشد.

¹⁸ Hydrostatic Pressure Distribution

در شکل (۲۳-۱) بخش الف جریان بر روی یک کانال محدب نشان داده شده است که در راستای عمود بر کف علاوه بر وزن نیروی جانب مرکز وارد می شود که با توجه به شعاع انحنای جریان در فاصله z از کف با اعمال معادله حرکت خواهیم داشت:

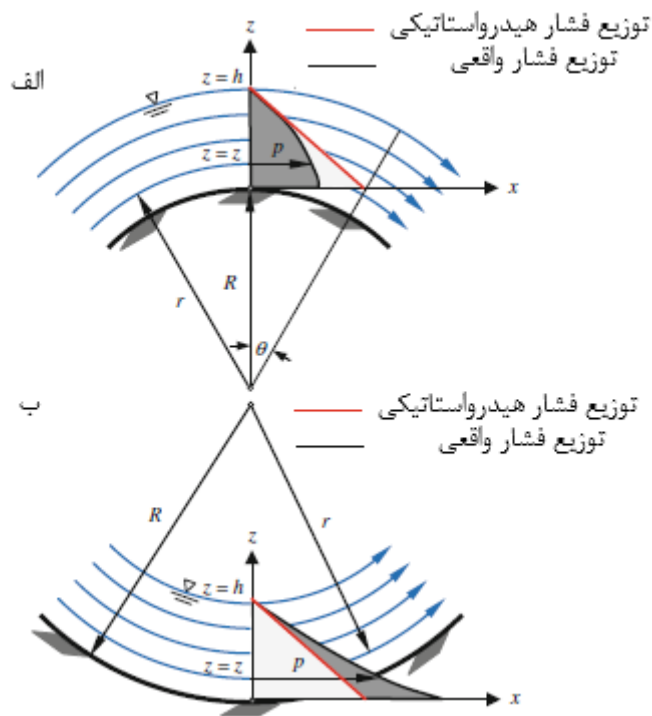
$$\sum F_n = ma_n$$

$$PA - \gamma(h-z)A = -\rho A(h-z) \frac{V^2}{r} \rightarrow P = \gamma(h-z) - \frac{\gamma V^2(h-z)}{gr} \quad (8-1)$$

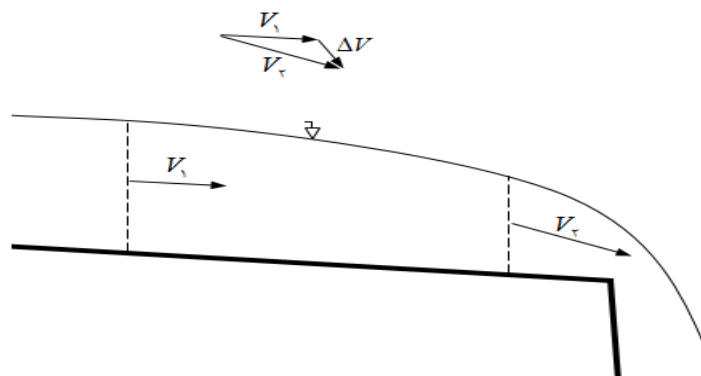
همانطور که مشاهده می شود به علت هم جهت بودن نیروی وزن و نیروی جانب مرکز فشار بر روی کانال محدب از فشار هیدرواستاتیکی کمتر خواهد بود. برای کانال مقعر هم مطابق بخش ب این شکل با اعمال معادله حرکت در راستای عمود بر جریان خواهیم داشت:

$$PA - \gamma(h-z)A = +\rho A(h-z) \frac{V^2}{r} \rightarrow P = \gamma(h-z) + \frac{\gamma V^2(h-z)}{gr} \quad (9-1)$$

همانطور که مشاهده می شود برای کانال مقعر توزیع فشار از حالت هیدرواستاتیکی بیشتر خواهد شد.



شکل ۲۳-۱ توزیع فشار در کانال های محدب و مقعر [۱۶].



شکل ۱-۲۴ تغییر بردار سرعت و توزیع فشار در اثر تغییر شیب.

در کانال شکل (۱-۲۴) به عنوان مثال با تغییر شیب کانال سرعت جریان از V_1 به V_2 تغییر می یابد که حاصل تفریق برداری این دو بردار با ΔV نشان داده شده است که همین تغییر برداری سرعت عامل ایجاد شتاب در راستای عمود بر خطوط جریان و تغییر توزیع فشار از هیدرواستاتیکی به هیدرودینامیکی^{۱۹} مانند جریان روی کانال های محدب و مقعر می شود. در چنین شرایطی علاوه بر عمق جریان تغییرات سرعت نیز در میزان فشار موثر خواهد بود.

۵-۱ طبقه بندی جریان ها بر حسب میزان تغییرات در مکان و زمان

ویژگیهای مختلف جریان از جمله عمق و سرعت در حالت کلی تابع زمان و مکان بوده و بر مبنای تغییرات نسبت به زمان و مکان می توان جریان ها را مطابق بخش زیر طبقه بندی نمود. البته لازم به ذکر است ویژگیهای دیگری نیز مانند غلظت آلاینده های مختلف مانند شوری و یا رنگ نیز می تواند مورد بررسی قرار گیرد و بر مبنای آن نیز جریانها را طبقه بندی نمود که در این کتاب این شرایط مورد نظر قرار نمی گیرد.

۵-۱-۱- جریان یکنواخت^{۲۰} و غیر یکنواخت^{۲۱}

اگر عمق و سرعت جریان در یک محدوده مکانی دلخواه در یک زمان مشخص یکسان باشد جریان در آن محدوده یکنواخت خواهد بود. جریان شکل گرفته در یک کانال طولانی که هیچ گونه تغییری در

^{۱۹} Hydrodynamic Pressure Distribution

^{۲۰} Uniform Flow

^{۲۱} Non Uniform Flow

مسیر اتفاق نیافتد یک جریان یکنواخت است که در شکل (۱-۲۵) به صورت شماتیک نشان داده شده است. توصیف ریاضی جریان یکنواخت را می توان طبق معادله زیر بیان کرد.

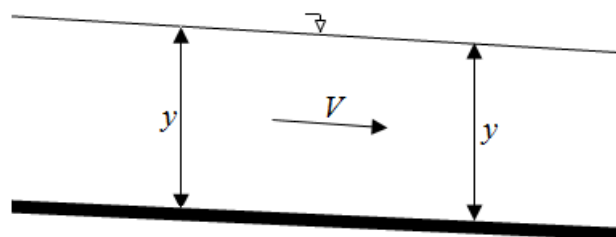
$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{\partial V}{\partial x} = 0 \quad (10-1)$$

اگر عمق و سرعت در یک زمان مشخص در محدوده مکانی مورد نظر تغییر کند آنگاه جریانی خواهیم داشت که اصطلاحاً غیر یکنواخت نامیده می شود. توصیف ریاضی جریان غیر یکنواخت به شکل معادله زیر بیان می شود.

$$\begin{aligned} \frac{\partial y}{\partial x} &\neq 0 \\ \frac{\partial V}{\partial x} &\neq 0 \end{aligned} \quad (11-1)$$

در جریان غیر یکنواخت اگر میزان تغییرات عمق و سرعت در یک طول مشخص کم باشد جریان را متغیر تدریجی^{۲۲} می نامیم که معمولاً تحلیل و بررسی چنین جریانهایی نسبتاً ساده می باشد و در دوره مقدماتی هیدرولیک بیشتر به چنین جریانهایی پرداخته می شود.

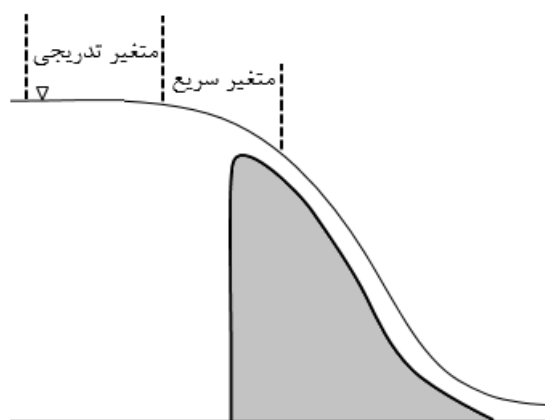
در مقابل اگر تغییرات عمق و سرعت جریان قابل توجه باشد جریان متغیر سریع^{۲۳} خواهد بود. جریان در پشت سرریز یک سد و در فاصله نسبتاً زیاد از آن، جریان متغیر تدریجی ولی در نزدیکی سرریز و بر روی آن جریان متغیر سریع شکل خواهد گرفت (شکل (۱-۲۶)). تغییر ناگهانی شیب، مقطع و وجود موانع از جمله مهمترین عوامل تشکیل جریان متغیر سریع می باشند. در جریان متغیر تدریجی و یا سریع



شکل ۱-۲۵ تشکیل یک جریان یکنواخت در یک کانال طولانی.

^{۲۲} Gradually Varied Flow (GVF)

^{۲۳} Rapidly Varied Flow (RVF)



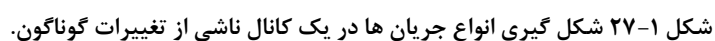
شکل ۱-۲۶ ایجاد جریان متغیر تدریجی و متغیر سریع در جریان عبوری از سرریز یک سد.

فرض بر این است که دبی در طول جریان ثابت است که این امر ناشی از قانون بقای جرم می باشد ولی اگر در طول مسیر کانال میزان دبی ناشی از عوامل گوناگون مانند بارندگی، رواناب و یا برداشت آب از کانال تغییر یابد جریان متغیر مکانی^{۲۴} خواهیم داشت. بررسی چنین جریانهایی معمولاً دشوار بوده و با اعمال فرضیات خاص امکان پذیر خواهد بود.

در شکل (۱-۲۷) جریان از یک مخزن بزرگ وارد یک کانال طولانی می شود که در ابتدای ورود به کانال در اثر تغییر ناگهانی شیب، جریان متغیر سریع شکل می گیرد که انحنای زیاد سطح آب بیانگر این امر می باشد. با فاصله گرفتن از ورودی کانال، تغییرات عمق کاهش می یابد و جریان متغیر تدریجی شکل خواهد گرفت. در صورتی که کانال طولانی باشد و هیچ تغییری در مسیر جریان اتفاق نیافتد یک جریان یکنواخت بدون تغییر عمق به وجود خواهد آمد. در ادامه، شیب کف کانال به طور ناگهانی کاهش می یابد که در اثر این تغییر پدیده ای به نام پرش هیدرولیکی^{۲۵} رخ می دهد. در این پدیده عمق جریان به طور ناگهانی افزایش و از سرعت جریان کاسته می شود که در زمره جریان های متغیر سریع می باشد. در اثر پرش هیدرولیکی انرژی قابل توجهی مستهلک خواهد شد. پس از آن در فاصله نه چندان زیادی از محل تشکیل پرش، یک دریچه وجود دارد که در اثر آن یک جریان متغیر تدریجی به وجود خواهد آمد. پس از عبور جریان از زیر دريچه دوباره یک پرش هیدرولیکی و جریان متغیر سریع شکل می گیرد. در انتهای کانال بخشی از جریان از طریق کف منتقل می شود که یک جریان متغیر مکانی است.

²⁴ Spatially Varied Flow(SVF)

²⁵ Hydraulic Jump



اگر مشخصات جریان در یک محدوده مکانی مشخص نسبت به زمان تغییر پیدا نکند جریان در آن محدوده دائمی است که طبق معادله زیر قابل بیان خواهد بود:

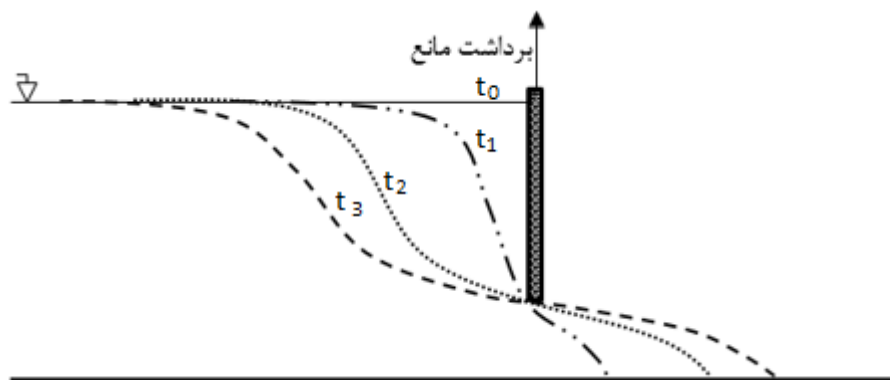
اگر تغییرات زمانی در هر کدام از ویژگی های جریان در محدوده مکانی مورد نظر اتفاق بیافتد جریان غیر دائمی خواهیم داشت که معادله بعد بیانگر این نوع جریان ها می باشد.

جریان در لوله هنگامی که شیر آب کاملاً باز است یک نمونه از جریان های دائمی می باشد و جریان ناشی از برداشت یک مانع از جلوی آب ساکن یک جریان غیر دائمی خواهد بود (شکل (۱-۲۸)).

الف- جریان یکنواخت دائمی

ب- جریان غیر یکنواخت دائمی

27 Unsteady Flow



شکل ۱-۲۸ تشکیل جریان غیر دائمی در اثر برداشتن یک مانع از روبروی یک سیال ساکن.

ج- جریان یکنواخت غیر دائمی

د- جریان غیر دائمی غیر یکنواخت

که از این بین در طبیعت امکان ایجاد جریان یکنواخت غیر دائمی امکان پذیر نیست زیرا اگر در بخشی از جریان تغییری صورت گیرد جریان غیر دائمی شکل می گیرد که این تغییر اعمال شده در یک لحظه قابل انتشار به تمام نقاط نمی باشد تا بتواند جریان یکنواخت تشکیل دهد. به عنوان مثال جریان ناشی از پایین بردن یک دریچه باعث بالا آمدن آب پشت دریچه و ایجاد یک موج و جریان غیر دائمی خواهد شد که این جریان غیر دائمی تنها بعد از گذشت زمان تبدیل به یک جریان یکنواخت می شود ولی در یک لحظه، جریان یکنواخت امکان تشکیل نخواهد داشت. البته در شرایط آزمایشگاهی می توان چنین جریانهایی را ایجاد نمود.

نکته قابل توجه در مورد جریان های آشفته این است که به علت نوسان های شدیدی که در سرعت در زمانها و مکانهای متفاوت اتفاق می افتد در عمل جریان یکنواخت و دائمی آشفته وجود ندارد و اساسا تحلیل چنین جریانهایی به واسطه نوسان های تصادفی بسیار دشوار می باشد و همچنین قابل ذکر است که در اکثر موارد جریانها آشفته می باشند. با این وجود اگر متوسط سرعت جریان در یک بازه زمانی مد نظر باشد در جریانهای آشفته نیز جریان یکنواخت و دائمی قابل تصور است.

۶-۱ شکل های مختلف مقطع کانال

همانطور که اشاره شد بر خلاف مجاری تحت فشار که معمولا دایره ای هستند کانالهای باز می توانند اشکال مختلفی داشته باشند به ویژه کانالهای طبیعی و رودخانه ها که شکل های غیر هندسی و نامنظم دارند. کانالهای مصنوعی نیز با توجه به اهداف و کاربردهای مختلف در شکل های گوناگون ساخته می شوند. در ادامه به چند نوع از متداولترین شکل های کانالهای مصنوعی اشاره می شود.

۱-۶-۱ کانال دایره ای

در حالت کلی بهترین شکل برای مقطع کانال دایره می باشد زیرا به ازای مساحت یکسان مقطع، حداقل محیط را دارا می باشد. این امر سبب می شود که اصطکاک بین سیال و دیواره ها به کمترین میزان ممکن برسد. با این وجود مشکلات ساخت این نوع کانالها باعث می شود از لحاظ اقتصادی بهترین گزینه نباشد. کانالهای دایره ای معمولاً به صورت پیش ساخته و مدفون در طرحهای انتقال فاضلاب استفاده می شوند. یکی از مهمترین محدودیت ها در انتقال فاضلاب این است که در برخی ساعات به ویژه نیمه های شب که دبی فاضلاب تولیدی کاهش می یابد به حداقلی از سرعت که موسوم به سرعت خود شویی (۰/۶ متر بر ثانیه) است نیاز می باشد تا فاضلاب تولیدی مدت زیادی در خط انتقال باقی نماند [۱۵]. سرعت خود شویی در کانالهای دایره ای به علت مقاومت کمتر راحت تر تامین می شود.

۱-۶-۲ کانال دوزنقه ای

در بین اشکال هندسی شبیه ترین شکل به یک کانال نیم دایره ای یک مقطع دوزنقه ای می باشد که هزینه ساخت آن کمتر می باشد. علاوه بر این ویژگی مهم، ساخت کانالهای دوزنقه ای باعث پایداری سطوح جانبی در خاک های سست می شود. در مقابل در کانالهای دوزنقه ای عرض سطح آزاد آب که در تماس با اتمسفر میباشد به علت سطوح جانبی افزایش می یابد که در طول زیاد کانال منجر به افزایش تبخیر خواهد شد که مهمترین ایراد این گونه ها کانالها می باشد.

۱-۶-۳ کانال مستطیلی

این نوع کانال در واقع همان کانال دوزنقه ای است که شیب جانبی ندارد و معمولاً هنگامی استفاده می شود که پایداری دیواره های کانال از محدودیت های طراحی نباشد. همچنین سطح آزاد این نوع کانال از کانال دوزنقه ای کمتر است که باعث تبخیر کمتر از سطح آزاد می شود. روابط هیدرولیکی کانالهای مستطیلی نسبت به بقیه مقاطع ساده تر می باشد.

۱-۶-۴ کانال مثلثی

از این نوع کانالها در مواقعی که دبی جریان کم باشد استفاده می شود به ویژه در حاشیه خیابان ها برای جمع آوری آبهای سطحی. یکی از موارد مهم در جمع آوری آبهای سطحی انتقال سریعتر آب به منظور ایمنی در عبور و مرور خودروها و عابرین پیاده می باشد. در دبی های نه چندان زیاد که عمق جریان کم است استفاده از کانال دوزنقه ای و یا مستطیلی سبب می شود که اصطکاک بین سیال و مرزهای جامد افزایش یابد که منجر به کاهش سرعت و جمع آوری دیرتر آبهای سطحی شود. در مقابل

اگر به ازای دبی های کم از کانال مثلی استفاده شود عمق جریان افزایش و تاثیر لزجت کاهش می یابد. تحت این شرایط سرعت جریان افزایش یافته و آبهای سطحی سریعتر جمع آوری می شود. همچنین چون عرض کانالهای مثلی کمتر از کانالهای مستطیلی و یا دوزنقه ای می باشد سطح کمتری از جاده را به خود اختصاص می دهد که می تواند به عبور و مرور بهتر خودروها کمک نماید. علاوه بر این از سرریز های مثلی در آزمایشگاه های هیدرولیک برای اندازه گیری دقیق تر دبی بیشتر استفاده می شود زیرا عمق جریان پشت آنها بیشتر خواهد شد و اندازه گیری عمق با خطای کمتر میسر می شود.

ویژگی های مختلف هندسی مقاطع کانالها تاثیر قابل توجهی در نوع جریان و رفتار آن خواهند داشت. برخی از مهمترین ویژگی های هندسی در جدول (۱-۴) به همراه تعریف آنها ارائه شده است. همچنین در جدول (۱-۵) معادلات مربوط به این ویژگی های هندسی برای مقاطع مختلف آورده شده است که در فصل های بعدی به دفعات از آنها استفاده خواهد شد. از بین این ویژگیها شعاع هیدرولیکی از اهمیت خاصی برخوردار می باشد. شعاع هیدرولیکی زیاد بیانگر آن است که سطح مقطع مورد نظر به شکل دایره نزدیک تر می باشد و دایره بیشترین شعاع هیدرولیکی را نسبت به بقیه مقاطع دارا می باشد و افزایش این پارامتر به معنای آن است که پیرامون تر شده به حداقل رسیده و افت انرژی ناشی از تماس کمتر جریان با مرزهای جامد به کمترین میزان ممکن می رسد.

جدول ۱-۴ ویژگیهای هندسی مقطع کانال به همراه تعریف آنها.

نوع ویژگی	توضیحات	نماد ریاضی	معادله
سطح مقطع جریان	سطح مقطع عمود بر سرعت در راستای طولی کانال	A	متغیر
پیرامون تر شده ^{۲۸}	مجموع طول دیوارها و بستر در مقطع کانال که با سیال در تماس است.	P	متغیر
شعاع هیدرولیکی ^{۲۹}	نسبت سطح مقطع به پیرامون تر شده	R	A/P
عرض سطح آزاد ^{۳۰}	عرض بالایی مقطع جریان که با سطح آزاد در تماس است.	T	متغیر
عمق هیدرولیکی ^{۳۱}	نسبت سطح مقطع جریان به عرض سطح آزاد	D	A/T

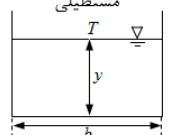
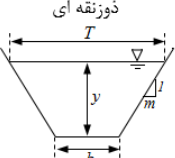
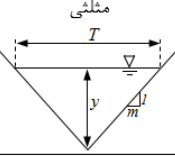
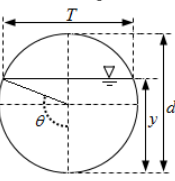
²⁸ Wetted Perimeter

²⁹ Hydraulic Radius

³⁰ Top Width

³¹ Hydraulic Depth

جدول ۵-۱ روابط ریاضی ویژگیهای هندسی برای مقاطع مختلف کانال.

نوع کانال	مساحت A	پیرامون تر شده P	شعاع هیدرولیکی R	عرض سطح آزاد T	عمق هیدرولیکی D
مستطیلی 	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b	y
ذوزنقه ای 	$by+my^2$	$b+2y\sqrt{1+m^2}$	$\frac{by+my^2}{b+2y\sqrt{1+m^2}}$	$b+2my$	$\frac{by+my^2}{b+2my}$
مثلثی 	my^2	$2y\sqrt{1+m^2}$	$\frac{my}{2\sqrt{1+m^2}}$	$2my$	$\frac{y}{2}$
دایره ای  $* \theta = \pi - \arccos((y - \frac{d}{2}) / \frac{d}{2})$	$\frac{(2\theta - \sin 2\theta)}{8d^{-2}}$	θd	$\frac{d}{4}(1 - \frac{\sin 2\theta}{2\theta})$	$\sin(\theta)d$	$(\frac{2\theta - \sin 2\theta}{8\sin \theta})d$

۷-۱ قوانین حاکم بر جریان سیالات

قوانین سه گانه بقای جرم^{۳۲}، مومنتوم^{۳۳} و انرژی^{۳۴} از قوانین اصلی حاکم بر جریان سیالات می باشند. این قوانین را می توان به شکل دیفرانسیلی برای المان های بی نهایت کوچک و یا با انتگرال گیری از معادلات دیفرانسیلی حاکم بر روی حجم مشخصی از فضا که حجم کنترل نامیده می شود به کار برد. حجم کنترل محدوده ثابتی در فضا است که قوانین حاکم بر جریان سیالات برای آن اعمال می شود.

³² Mass Conservation

³³ Momentum Conservation

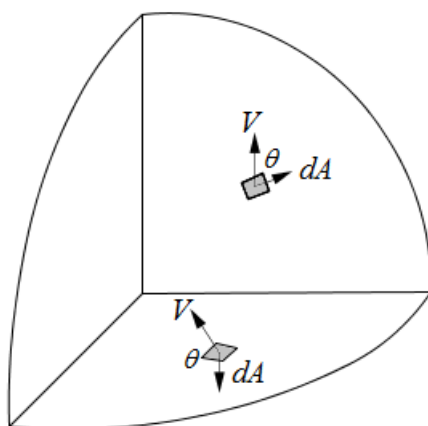
³⁴ Energy Conservation

مرزهایی که حجم کنترل را در بر می گیرند سطوح کنترل نامیده می شوند که ورودی و خروجی به داخل حجم کنترل از طریق این سطوح صورت می گیرد.

در شکل (۳۰-۱) یک حجم کنترل دلخواه به همراه سطوح این حجم نشان داده شده است. جهت گیری سطوح کنترل در نحوه اعمال قوانین حاکم اهمیت دارد. بنابراین با وجود اینکه مساحت کمیتی اسکالر می باشد برای مشخص شدن جهت گیری سطوح کنترل، مساحت را کمیتی برداری تعریف کرده که اندازه آن برابر مساحت سطح مورد نظر و جهت آن برداری به سمت خارج حجم کنترل و عمود بر سطح می باشد. در شکل (۳۰-۱) همچنین بردار سطح و سرعت برای دو المان سطح یکی در سطحی که سیال در حال ورود و در دیگری سیال در حال خروج از حجم کنترل می باشد نشان داده شده است. در سطحی که سیال در حال ورود به حجم کنترل می باشد بردار سطح و سرعت زاویه ای بیشتر از ۹۰ درجه با یکدیگر می سازند. در مقابل در سطحی که سیال در حال خروج از حجم کنترل است زاویه بین بردار سطح و سرعت کمتر از ۹۰ درجه خواهد بود. اگر میزان دبی عبوری از سطوح کنترل مورد نظر باشد می توان این میزان را طبق معادله زیر به دست آورد [۹].

$$Q = \vec{A} \cdot \vec{V} = A |V| \cos(\theta) \quad (14-1)$$

که $\vec{A}$ بردار سطح، $\vec{V}$ بردار سرعت، A اندازه بردار سطح، $|V|$ اندازه بردار سرعت، θ زاویه بین بردارهای سطح و سرعت و Q میزان دبی عبوری از سطح مورد نظر می باشد. دبی محاسبه شده از این رابطه دبی حجمی می باشد.



شکل ۳۰-۱ بردار سرعت و سطح برای دو المان دلخواه روی سطح یک حجم کنترل.

طبق معادله قبلی توجه شود که برای به دست آوردن صحیح اندازه دبی باید زاویه بین بردار سطح و بردار سرعت مشخص شود و مد نظر قرار گیرد. اگر سطح کنترل به گونه ای انتخاب شود که بردار سرعت عمود بر سطح باشد آنگاه زاویه بین بردارهای سطح و سرعت برابر صفر خواهد بود آنگاه معادله بالا را میتوان به شکل معادله (۱۵-۱) نوشت.

$$Q = A || V| \quad (15-1)$$

این معادله را به شکل ساده تری نیز می توان نوشت که در مباحث مکانیک سیالات و هیدرولیک این شکل از معادله مرسوم تر می باشد.

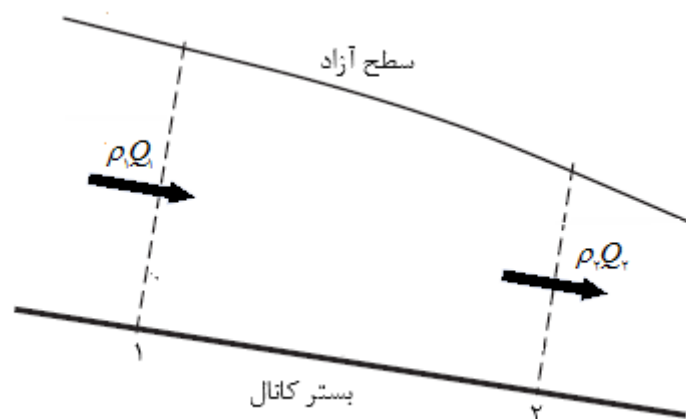
$$Q = AV \quad (16-1)$$

۱-۷-۱ قانون بقای جرم

حجم کنترلی در راستای شیب طولی کانال بین مقطعی در بالا دست (مقطع ۱) و پایین دست جریان (مقطع ۲) کانال مطابق شکل (۱-۳۱) مد نظر است. سطوح کنترلی که جرم از آنها به داخل حجم کنترل وارد و یا خارج از آن می شود سطح مقطع کانال در بالا دست و پایین دست جریان می باشند. اگر میزان جرم عبوری از کل یک مقطع را با m نشان دهیم نرخ جرم عبوری با توجه به تعریف جرم مخصوص و دبی طبق معادله زیر می باشد.

$$\frac{m}{\Delta t} = \frac{\rho \nabla}{\Delta t} = \rho Q \quad (17-1)$$

که در این معادله Δt بیانگر زمان عبور جرم، ∇ حجم عبوری و ρ چگالی سیال می باشد.



۳۱-۱ حجم کنترل انتخابی در مسیر یک کانال برای اعمال قانون بقای جرم.

قانون بقای جرم برای جریان دائمی بیان می دارد که نرخ جرم ورودی و خروجی برای حجم کنترل انتخاب شده برابر می باشد. در حالت کلی برای جریان غیر دائمی نرخ ورودی و خروجی جرم با یکدیگر برابر نبوده و تفاوت این دو مقدار مقدار افزایش یا کاهش ذخیره سیال را در حجم کنترل مشخص می کند. بنابراین قانون بقای جرم برای جریان دائمی به شکل زیر بیان می شود.

$$\rho_1 Q_1 = \rho_2 Q_2 \quad (18-1)$$

اگر جریان تراکم ناپذیر باشد که با تقریب مناسب برای مایعات فرض قابل قبولی می باشد مقدار چگالی در محیط سیال ثابت بوده و معادله بالا به شکل زیر ساده می شود.

$$Q_1 = Q_2 \quad (19-1)$$

که به این معادله اصطلاحاً معادله پیوستگی گفته می شود که همان رابطه بقای جرم است که با لحاظ کردن دائمی و تراکم ناپذیر^{۳۵} بودن جریان سیال به دست آمده است. این رابطه برای گازها و جریان های غیر دائمی به شکل کنونی قابل استفاده نمی باشد.

۲-۷-۱ قانون بقای انرژی

از دوره مکانیک سیالات به یاد داریم که برای یک جریان غیر لزج^{۳۶} با اعمال معادله اندازه حرکت یا همان قانون دوم نیوتون در راستای یک خط جریان مطابق شکل (۱-۳۲) به معادله برنولی^{۳۷} به شکل زیر خواهیم رسید.

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + z_2 \quad (20-1)$$

که در این رابطه P فشار و Z ارتفاع نسبت به یک سطح مبنای دلخواه می باشد.

برای به دست آمدن این معادله فرضیات مهم زیر مورد نظر قرار گرفته است که عبارتند از:

الف- جریان غیر لزج باشد.

ب- جریان غیر دائمی است.

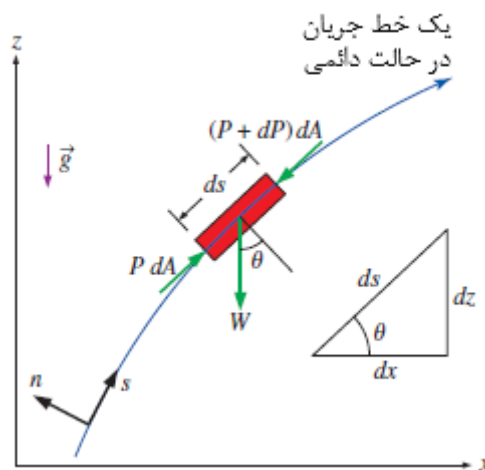
ج- معادله برای یک خط جریان لحاظ شده است.

د- جریان تراکم ناپذیر بوده و چگالی در محیط سیال ثابت می باشد.

³⁵ Incompressible Flow

³⁶ Non-Viscous Flow

³⁷ Bernoulli Equation



همانطور که در شکل ۱-۲۴، عملیات بر روی یک عنصر دایره ای در یک خط جریان انجام می‌دهیم. به دست آوردن معادله برنولی اصلی برای استفاده از آن همین نکته است که سرعت و به تبع آن خطوط جریان از مجهولات مساله بوده و قبل از اعمال معادله برنولی نمی‌توان آنها را ترسیم کرد و عملاً نقاط واقع در خطوط جریان از پیش مشخص نمی‌باشند. برای رفع این مشکل معادله بقای انرژی را می‌توان برای یک حجم کنترل مانند قانون بقای جرم به کار برد.

می‌دانیم مجموع جملات معادله برنولی بیانگر میزان انرژی مکانیکی در واحد وزن سیال بوده و بعد طول را دارا می‌باشند. البته لازم به ذکر است که جمله مربوط به فشار سیال از جنس انرژی نبوده و در واقع میزان کار انجام شده توسط جریان می‌باشد که از قانون اول ترمودینامیک به دست آمده است ولی برای سادگی معمولاً آن را به عنوان انرژی فشاری در نظر می‌گیرند. میزان انرژی یک المان سیال با حجم dV با لحاظ کردن وزن آن طبق معادله زیر به دست می‌آید:

$$dH = \left(\frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + z \right) \gamma dV \quad (21-1)$$

که در این رابطه dH بیانگر انرژی و γdV وزن المان سیال می‌باشند و نرخ انرژی عبوری از یک مقطع در زمان فرضی dt به شکل معادله زیر خواهد بود.

$$\frac{dH}{dt} = \left(\frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + z \right) \gamma \frac{dV}{dt} = \left(\frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + z \right) \gamma dQ \quad (23-1)$$

کل نرخ انرژی عبوری از سطح مقطع جریان با انتگرال گیری از معادله بالا در سطح و لحاظ کردن رابطه بین دبی و سرعت طبق رابطه زیر به دست می آید.

$$\bar{H} = \int_A \left(\frac{P}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} + z \right) \gamma dQ = \int_A \left(\frac{P}{\gamma} + z \right) \gamma dQ + \int_A \left(\frac{v^2}{2g} \right) \gamma v dA \quad (24-1)$$

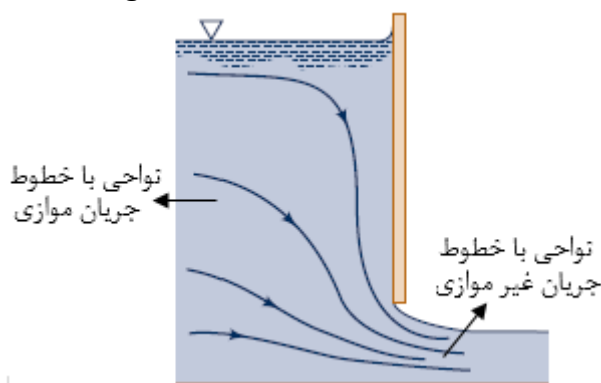
در این رابطه $\bar{H}$ بیانگر نرخ کل انرژی عبوری از سطح می باشد. همانطور که در معادله بالا مشاهده می شود جمله مربوط به انرژی جنبشی از بقیه جملات جدا شده است. این معادله زمانی ساده تر می شود که مجموع جملات $P/\gamma + z$ در سطح مقطع ثابت باشد. این شرایط زمانی محقق می شود که سیال ساکن باشد ولی هنگامی که خطوط جریان موازی باشند در راستای عمود بر خط جریان شتابی وجود نداشته و مجموع این جملات در این حالت نیز ثابت خواهند بود. در شکل (۱-۳۳) خطوط جریان اطراف یک دریچه نشان داده شده است که در نزدیکی دریچه خطوط جریان انحنای شدیدی داشته ولی در نواحی دور از آن این خطوط تقریباً موازی می باشند. با ثابت بودن مجموع جملات $P/\gamma + z$ به واسطه موازی بودن خطوط جریان معادله بالا را به شکل زیر می توان نوشت:

$$\bar{H} = \gamma Q \left(\frac{P}{\gamma} + z \right) + \gamma \int_A \left(\frac{v^2}{2g} \right) dA \quad (25-1)$$

می توان مطابق معادله زیر می توان تعریف نمود. α برای ساده سازی معادله بالا ضریبی مانند

$$\alpha = \frac{\int_A v^2 dA}{V^2 A} \quad (26-1)$$

که در این معادله V سرعت متوسط جریان و α ضریب تصحیح انرژی جنبشی نامیده می شود.



با ترکیب دو معادله بالا خواهیم داشت:

شکل ۱-۳۳ نواحی با خطوط جریان موازی و غیر موازی برای جریان عبوری از زیر دریچه.

$$\bar{H} = \gamma Q \left(\frac{P}{\gamma} + z \right) + \gamma \alpha \frac{V^2}{2g} A \quad (27-1)$$

با توجه به رابطه بین دبی و سرعت متوسط و ساده سازی معادله خواهیم داشت:

$$\bar{H} = \gamma Q \left(\frac{P}{\gamma} + z + \alpha \frac{V^2}{2g} \right) \quad (28-1)$$

رابطه بالا در واقع بیانگر نرخ انرژی عبوری از یک مقطع دلخواه می باشد. با اعمال این رابطه در قانون بقای انرژی برای یک حجم کنترل انتخابی مطابق شکل (۱-۳۴) برای جریان دائمی خواهیم داشت:

$$\gamma_1 Q_1 \left(\frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + z_1 \right) = \gamma_2 Q_2 \left(\frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + z_2 \right) \quad (29-1)$$

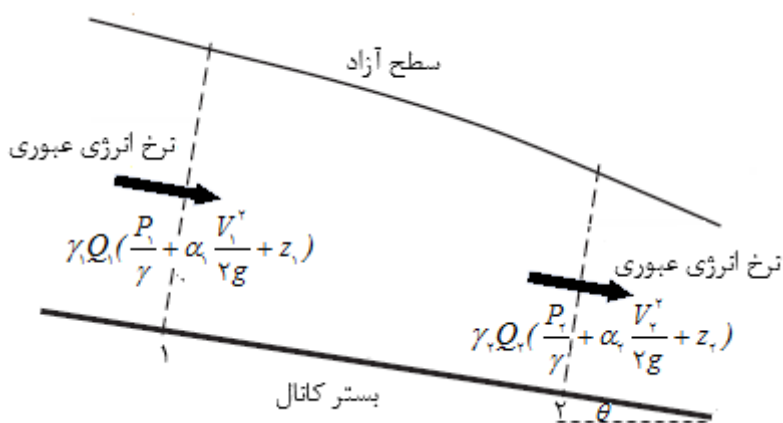
با اعمال رابطه پیوستگی بین دو مقطع و لحاظ کردن شرایط تراکم ناپذیری خواهیم داشت:

$$\left(\frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + z_1 \right) = \left(\frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + z_2 \right) \quad (30-1)$$

ضریب α در واقع بیانگر غیر یکنواختی توزیع سرعت در مقطع می باشد و برای جریان آشفته از آنجاییکه توزیع سرعت تقریباً در مقطع یکسان است می توان مقدار آن را واحد در نظر گرفت و معادله فوق را ساده تر کرد. لازم به ذکر است در معادله بالا اندیس ۱ و ۲ مربوط به هر نقطه دلخواه از مقطع می باشد و سرعت ها نیز سرعت متوسط هر مقطع می باشد. در واقع در این معادله دیگر معادله برنولی بین دو نقطه از خط جریان نبوده و به راحتی برای هر دو نقطه دلخواه از مسیر جریان می توان آن را استفاده کرد و این شرایط زمانی محقق می شود که خطوط جریان موازی بوده و فرم معادله را ساده تر کرده و عملاً مقدار فشار از مجموعه مجهولات خارج شده و تنها با عمق هر نقطه به دست می آید که همان توزیع فشار هیدرواستاتیکی می باشد. تحت این شرایط اگر این معادله را برای کف کانال که دارای شیب θ باشد لحاظ کنیم با توجه به معادله (۱-۶) خواهیم داشت:

$$(y \cos^2(\theta) + \alpha \frac{V^2}{2g} + z)_1 = (y \cos^2(\theta) + \alpha \frac{V^2}{2g} + z)_2 \quad (31-1)$$

در این معادله y بیانگر عمق جریان می باشد در راستای شتاب ثقل می باشد. اگر شیب کف کانال کم باشد این معادله به ساده ترین شکل خود تبدیل خواهد شد.



۳۴-۱ حجم کنترل انتخابی در مسیر یک کانال برای اعمال قانون بقای انرژی.

$$(y + \alpha \frac{V^2}{2g} + z)_1 = (y + \alpha \frac{V^2}{2g} + z)_2 \quad (33-1)$$

همانطور که پیشتر اشاره شد در به دست آوردن معادله برنولی جریان غیر لزج فرض شد و متناسب با آن انرژیهای مکانیکی جریان تنها به یکدیگر تبدیل شده ولی مجموع آن بدون تغییر باقی می ماند. در صورتی که اگر لزجت جریان مد نظر قرار گیرد بخشی از انرژی مکانیکی تبدیل به حرارت شده که انرژی غیر مکانیکی و سطح پایین بوده و مستقیماً قابلیت انجام کار را ندارد و جز تلفات انرژی محسوب می شود و تحت این شرایط معادله فوق را به شکل زیر می توان اصلاح کرد.

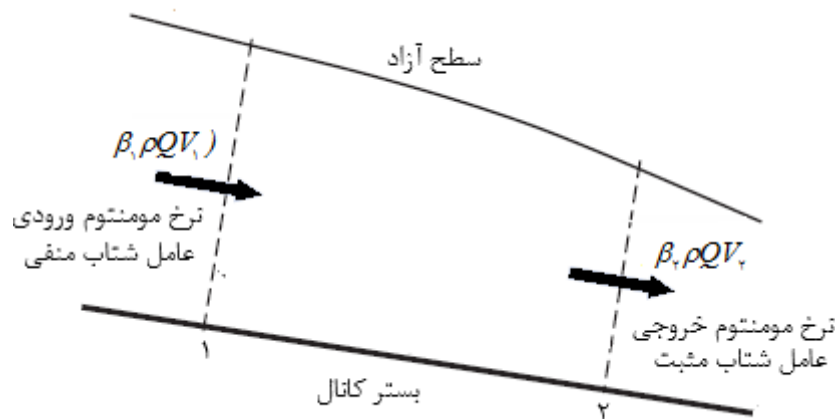
$$(y + \alpha \frac{V^2}{2g} + z)_1 = (y + \alpha \frac{V^2}{2g} + z)_2 = h_f \quad (34-1)$$

در این رابطه h_f بیانگر میزان افت انرژی می باشد.

۳-۷-۱ قانون بقای مومنوم

برای اعمال قانون بقای مومنوم (حاصل ضرب جرم در سرعت) نیز حجم کنترلی مانند حالت قبل بین دو مقطع بالا دست و پایین دست مطابق شکل (۳۵-۱) انتخاب می شود. به راحتی می توان نشان داد که نرخ مومنوم عبوری از سطح مقطع بر حسب سرعت متوسط طبق معادله زیر می باشد.

$$\rho \beta V^2 A \quad (35-1)$$



۳۵-۱ حجم کنترل انتخابی در مسیر یک کانال برای اعمال قانون بقای مومنتوم.

در این معادله V نشان دهنده سرعت متوسط و ضریب β برای تصحیح غیر یکنواختی توزیع سرعت در مقطع می باشد و طبق معادله زیر تعریف می شود.

$$\beta = \frac{\int v^2 dA}{V^2 A} \quad (26-1)$$

به ضریب β اصطلاحاً ضریب تصحیح معادله مومنتوم^{۳۸} گفته می شود.

قانون بقای مومنتوم برای جریان دائمی بیان می دارد که برآیند نیروهای خارجی وارد بر حجم کنترل برابر با تفاضل نرخ مومنتوم خروجی و ورودی می باشد که طبق معادله زیر بیان می شود.

$$\vec{F}_{ext} = \rho \beta_2 V_2^2 A_2 - \rho \beta_1 V_1^2 A_1 \quad (28-1)$$

در این رابطه β_1 و β_2 ضرایب تصحیح معادله مومنتوم، V_1 و V_2 میانگین سرعت و A_1 و A_2 نیز مساحت در مقاطع اول و دوم می باشند. اگر حاصل ضرب سرعت در مساحت را که برابر دبی عبوری از یک مقطع می باشد در معادله بالا همراه با اعمال شرایط پیوستگی جریان لحاظ کنیم معادله مومنتوم به شکل زیر ساده می شود.

$$\vec{F}_{ext} = \rho Q (\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) \quad (29-1)$$

³⁸ Momentum Correction Coefficient

ضریب β هنگامی که توزیع سرعت در مقطع جریان یکنواخت باشد برابر ۱ خواهد بود و هرچه توزیع سرعت غیر یکنواخت تر باشد این ضریب افزایش می یابد. روشن است که این ضریب به واسطه یکنواختی بیشتر توزیع سرعت در جریان های آشفته کمی بیشتر از ۱ می باشد ولی در جریان های آرام به علت عدم اختلاط جریان، توزیع سرعت از یکنواختی کمتری برخوردار بوده و ضریب β بیشتر می باشد. با توجه به این که در اکثر موارد با جریان های آشفته روبرو هستیم می توان ضریب β را با دقت مناسبی برابر ۱ در نظر گرفت [۱۶].

معادله بقای مومنوم را به شکل ساده تر نیز می توان بیان کرد بدین شکل که ورود سیال به داخل حجم کنترل شکل (۱-۳۵) در بالا دست بار اضافی تولید می کند که باعث ایجاد شتاب منفی خواهد شد و به همین دلیل در معادله (۱-۲۹) علامت مومنوم ورودی منفی می باشد. در مقابل خروج سیال از سطح کنترل پایین دست باعث کاهش بار داخل حجم کنترل شده و منجر به ایجاد شتاب مثبت میشود و به همین دلیل در این معادله علامت مومنوم خروجی مثبت می باشد. به عبارت دیگر می توان گفت برای هر حجم کنترل دلخواهی ورود مومنوم به داخل حجم کنترل باعث ایجاد شتاب منفی و خروج مومنوم از حجم کنترل باعث ایجاد شتاب مثبت در راستای جریان خواهد شد.

۸-۱ نحوه کاربرد معادلات حاکم بر جریان سیالات

پیشتر بیان گردید که معادلات حاکم بر جریان سیالات را می توان برای یک المان به نهایت کوچک به شکل دیفرانسیلی و یا برای یک حجم مشخصی از فضا به نام حجم کنترل به کار برد. حل معادلات حاکم به شکل دیفرانسیلی به مراتب مشکل تر از حل این معادلات برای حجم کنترل می باشد ولی اطلاعات کاملتری از شرایط جریان ارائه می دهد. در مقابل، حل معادلات برای حجم کنترل ساده تر می باشد ولی تنها اطلاعات محدودی از جریان به دست می دهد. حجم کنترل در واقع مانند جعبه سیاهی می باشد که با مشاهده تغییرات ویژگیهای جریان در سطوح حجم کنترل می توان اطلاعات محدودی از این جعبه سیاه به دست آورد ولی با حل دیفرانسیلی معادلات حاکم می توان جزئیات بیشتری از شرایط هیدرولیکی حجم کنترل به دست آورد. در سطوح مقدماتی هیدرولیک بیشتر معادلات حاکم برای جریان سیالات برای حجم کنترل استفاده می شود.

اگر شرایط و مشخصات جریان در یک مقطع از کانال مشخص باشد هدف آن است که در مقاطع دیگر در صورت امکان مشخصات جریان را با اعمال قوانین حاکم به دست آورد. مجهولاتی که در هیدرولیک کانالهای باز مد نظر می باشد و بیانگر مشخصات جریان است عبارتند از :

۱- عمق جریان ۲- سطح مقطع جریان ۳- سرعت متوسط و یا توزیع سرعت در مقطع جریان ۴- دبی جریان ۵- توزیع فشار در مقطع جریان ۶- افت انرژی در حجم کنترل انتخابی ۷- نیروهای خارجی وارد بر حجم کنترل

برای به دست آوردن این هفت مجهول نیاز به هفت معادله می باشد که تنها سه معادله بقای جرم (پیوستگی)، بقای انرژی و بقای مومنتوم وجود دارد که به تنهایی برای به دست آوردن مشخصات جریان کافی نمی باشند. در واقع باید معادلات دیگری نیز به سه معادله حاکم اضافه شود تا بتوان تمام مجهولات مربوط به مشخصات جریان را به دست آورد که در ادامه چهار معادله اضافی مورد نیاز برای تکمیل معادلات بیان می شود.

۱- **رابطه بین عمق و سطح مقطع:** بدیهی است که با مشخص بودن نوع مقطع کانال و عمق جریان می توان سطح مقطع جریان را به دست آورد.

۲- **رابطه بین دبی، سرعت متوسط و سطح مقطع جریان:** با معلوم بودن سطح مقطع و سرعت متوسط جریان می توان طبق رابطه زیر که پیش از آن ارائه شده بود می توان دبی جریان را به دست آورد.

$$Q = AV$$

۳- **توزیع فشار در مقطع کانال:** اگر توزیع فشار در مقطع کانال مشخص باشد آنگاه می توان رابطه ای بین عمق جریان و فشار به دست آورد. به عنوان مثال اگر توزیع فشار در مقطع هیدرواستاتیکی و شیب کف کانال کم باشد آنگاه:

$$P = \gamma y$$

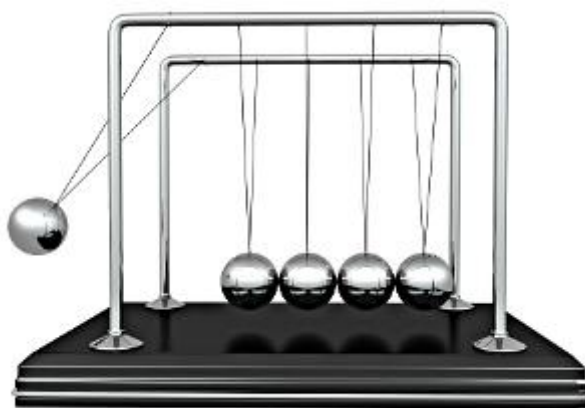
۴- **معادله مشخص کننده افت انرژی و یا نیروهای خارجی وارد بر حجم کنترل:** اگر بر مبنای قضاوت مهندسی و یا معادلات تجربی و یا بر هر طریق دیگری بتوان میزان افت انرژی و یا نیروهای خارجی وارد بر حجم کنترل را با دقت مناسب تخمین زد این اطلاعات می تواند به عنوان یک معادله دیگر معادلات قبلی را برای یافتن مجهولات جریان تکمیل کند. در یک حالت خاص اگر هم معادله در مورد افت انرژی و هم نیروهای خارجی موجود باشد آنگاه هشت معادله و هفت مجهول خواهیم داشت. در این حالت معادله بقای انرژی و بقای مومنتوم مستقل از یکدیگر نبوده و تنها یکی از این معادلات را می توان استفاده کرد. به راحتی می توان با انتگرال گیری از معادله بقای مومنتوم در راستای خطوط جریان به معادله بقای انرژی رسید. در ابتدا به نظر می رسد که این معادلات نباید از یکدیگر مستقل باشند ولی در حالت کلی این دو معادله از یکدیگر مستقل بوده و تنها در صورتی که اطلاعات کاملی از افت انرژی و نیروهای خارجی وارد بر سیال موجود باشند این دو معادله مستقل نخواهد بود.

ترتیب استفاده از معادلات حاکم دارای اهمیت می باشد. اگر میزان افت انرژی در حجم کنترل مشخص باشد ابتدا از معادلات بقای جرم و بقای انرژی به همراه چهار معادله بالا استفاده می شود و پس

از آن با استفاده از معادله بقای مومنتوم می توان نیروهای خارجی وارد بر حجم کنترل را به دست آورد. در حالت دیگر اگر نیروهای خارجی وارد بر حجم کنترل مشخص باشد ابتدا معادلات بقای جرم و بقای مومنتوم به همراه چهار معادله بالا استفاده می شود و در نهایت با بهره گیری از معادله بقای انرژی می توان افت انرژی در حجم کنترل را به دست آورد.

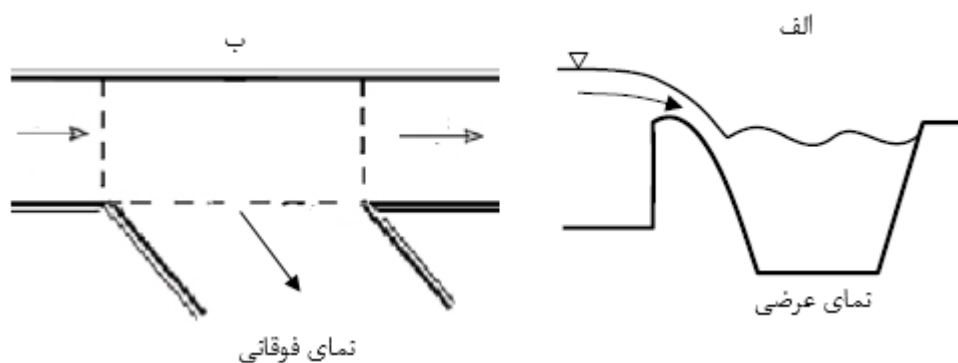
۹-۱ معادله بقای انرژی یا مومنتوم

معادله بقای انرژی و مومنتوم به همراه معادله بقای جرم از قوانین اصلی حاکم بر پدیده های طبیعی می باشند. معادله بقای جرم بدون هیچ مشکلی برای هر نوع مساله ای قابل استفاده می باشد ولی استفاده از دو قانون دیگر نیاز به توجه به ظرافت های این دو روش دارد. قانون بقای مومنتوم یک معادله برداری و قانون بقای انرژی یک معادله اسکالر می باشد. در ظاهر به نظر می رسد استفاده از قانون بقای انرژی ساده تر می باشد ولی در عمل عکس این موضوع صادق می باشد. برای درک این موضوع به مساله برخورد چند گوی مطابق شکل (۱-۳۶) توجه شود. هنگامی که این گوی ها با مومنتوم اولیه مشخص به یکدیگر برخورد می کنند با اعمال قانون بقای مومنتوم می توان وضعیت آنها را بعد از برخورد مشخص کرد بدون آنکه به ماهیت ضربه توجه کرد. در مقابل اگر همین مساله را با قانون بقای انرژی بررسی کنیم در کنش و واکنش بین گوی ها مقداری از انرژی به واسطه تغییر شکل بدنه و مقداری دیگر با تولید صدا از دست می رود که برای تعیین وضعیت سرعت های این گوی ها بعد از برخورد نیاز است این موارد نیز مورد توجه قرار گیرد که به طور غیر ضروری مساله را پیچیده تر می کند. اساساً می توان گفت معادله بقای مومنتوم به شکل ساده تر بدون توجه به جزئیات زیاد جواب نهایی را مشخص می کند.



شکل ۱-۳۶ تحلیل برخورد چند گوی با استفاده از معادلات بقای انرژی و مومنتوم.

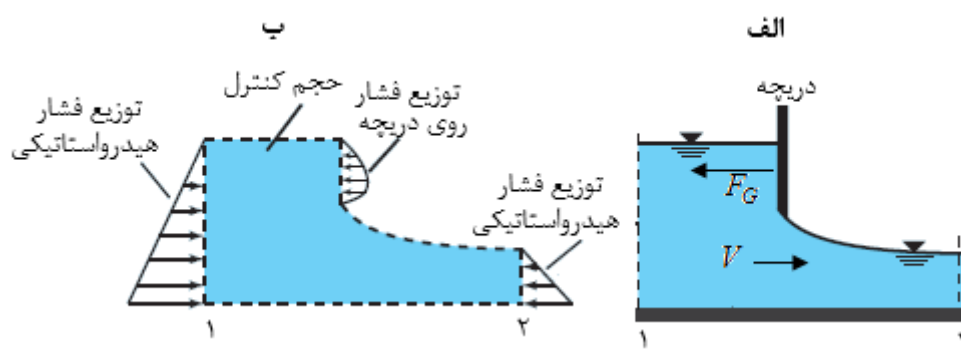
به طور کلی برای تحلیل جریان سیالات تراکم ناپذیر تنها نیاز به استفاده از دو قانون بقای جرم و مومنوم می باشد ولی از قانون بقای انرژی نیز می توان استفاده کرد تا اطلاعات بیشتری از مساله مانند نحوه تغییر میزان انرژی به دست آورد. در جریان سیالات تراکم پذیر استفاده همزمان از سه معادله ضروری می باشد. در سطوح مقدماتی مکانیک سیالات و هیدرولیک معمولاً زمانی از قانون بقای انرژی در ابتدا استفاده می شود که افت انرژی قابل توجهی در جریان روی ندهد و به سادگی بتوان از این قانون استفاده کرد. در مقابل در جریان هایی که افت انرژی قابل توجهی اتفاق می افتد استفاده از قانون بقای مومنوم در اولویت می باشد هر چند که پس از آن نیز می توان از قانون بقای انرژی برای تکمیل اطلاعات مساله استفاده کرد. در شکل (۱-۳۷) بخش الف یک جریان متغیر مکانی با افزایش دبی از نمای مقطع عرضی به نمایش در آمده است. جهت جریان ریزشی عمود بر مسیر اصلی جریان بوده و در اثر این ریزش اختلاط شدیدی رخ می دهد که استفاده از معادله بقای انرژی در ابتدا راهگشا می باشد. از آنجاییکه در راستای طولی مومنومی به جریان وارد نمی شود از این قانون به سادگی در راستای طولی می توان برای تحلیل جریان استفاده کرد. در مقابل در قسمت ب این شکل جریان با کاهش دبی در نمای فوقانی نشان داده شده است که بخشی از جریان از مسیر اصلی خارج می شود که جهت مایل نسبت به مسیر طولی کانال دارد و مومنومی در هر دو راستای طولی و عرضی دارا می باشد و استفاده از معادله بقای مومنوم مستلزم داشتن اطلاعات کافی از جهت بردارهای سرعت خروجی است که خود جز مجهولات مساله می باشد. چون جریان به آرامی و بدون اختلاط جدا می شود افت انرژی قابل توجهی رخ نمی دهد و به راحتی می توان با توجه به آنکه معادله بقای انرژی یک معادله اسکالر است از آن برای تحلیل جریان استفاده کرد.



شکل ۱-۳۷ جریان متغیر مکانی با افزایش دبی (الف) و کاهش دبی (ب).

۱-۱۰ حل همزمان معادلات بقای انرژی و مومنوم

در بخش پیش به تفاوت های معادلات بقای انرژی و مومنوم پرداخته شد و اشاره شد که در حالت کلی معادله بقای مومنوم به شکل ساده تر می تواند بدون پرداختن به جزییات زائد پدیده مورد نظر را تحلیل کند. با این وجود در سطوح مقدماتی مکانیک سیالات و هیدرولیک که با استفاده از حجم کنترل معمولاً مسائل مختلف را تحلیل می کنند استفاده همزمان از معادلات بقای انرژی و مومنوم به همراه معادله بقای جرم مرسوم می باشد. به عنوان مثال در شکل (۱-۳۸) بخش الف جریان عبوری از زیر یک دریچه نشان داده شده است. اگر عمق جریان مثلاً در مقطع ۱ مشخص باشد با اعمال همزمان قانون بقای جرم و انرژی به راحتی می توان عمق جریان در مقطع ۲ و دبی عبوری را به دست آورد. علاوه بر آن اگر حجم کنترلی مطابق بخش ب از این شکل حجم کنترل مناسب انتخاب شود با فرض توزیع فشار هیدرواستاتیکی برای دو مقطع نشان داده شده و اعمال قانون بقای مومنوم به راحتی می توان نیروی وارد بر دریچه (F_G) را با فرض ناچیز بودن اصطکاک کف به دست آورد. در واقع با استفاده از هر سه قانون بقا مساله مورد بررسی قرار گرفت و عملاً انتخابی بین قانون بقای انرژی و مومنوم صورت نگرفت. در صورتی که از فرم دیفرانسیلی قوانین بقای جرم و مومنوم استفاده شود و شرایط مرزی مورد نیاز نیز لحاظ شود می توان سرعت و فشار در کل محیط سیال مورد نیاز را به دست آورد و با مشخص شدن توزیع فشار بر روی روی دریچه به راحتی می توان نیروی وارد بر دریچه را نیز حساب کرد. به عبارت دیگر در فرم دیفرانسیلی معادلات برای جریان های تراکم ناپذیر نیاز به استفاده از هر سه معادله نمی باشد و می توان بین قانون بقای انرژی و مومنوم یک کدام را انتخاب کرد که بدیهی است که قانون بقای مومنوم در اولویت می باشد ولی در جریان های تراکم پذیر استفاده از هر سه معادله الزامی است.



شکل ۱-۳۸ تحلیل جریان عبوری از زیر دریچه با استفاده همزمان از قوانین بقای انرژی و مومنوم.

۱۱-۱ مساله های پایانی فصل اول

۱-۱۱-۱ برای یک کانال مستطیلی به عرض ۵ متر اگر معادله پروفیل سرعت در عمق جریان طبق رابطه زیر بیان شود در صورتی که عمق جریان ۱ متر باشد دبی جریان، سرعت متوسط، ضریب تصحیح انرژی جنبشی (α) و مومنوم (β) را به دست آورید.

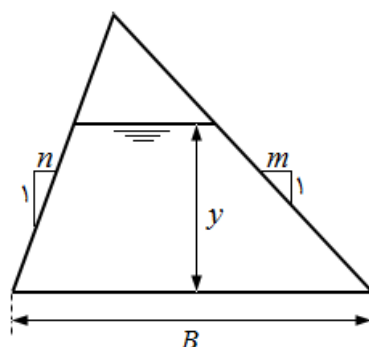
$$v = 0.1 \ln(3000 y)$$

در این معادله y فاصله از بستر کانال می باشد.

* راهنمایی: محاسبات را از عمقی شروع کنید که سرعت متناظر برابر صفر باشد.

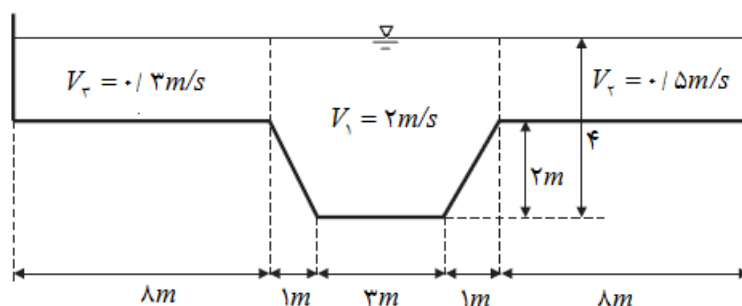
۲-۱۱-۱ در مساله قبلی سرعت متوسط جریان با سرعت در چه عمقی برابر است.

۳-۱۱-۱ برای جریان در کانال شکل (۳۹-۱) رابطه ای برای سطح مقطع جریان، پیرامون تر شده، شعاع هیدرولیکی، عرض سطح آزاد و عمق هیدرولیکی بیان کنید.



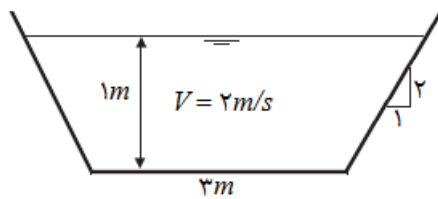
شکل ۳۹-۱ برای مساله ۳-۱۱-۱.

۴-۱۱-۱ در مقطع مرکب شکل (۴۰-۱) سرعت متوسط، دبی کل و ضرایب تصحیح انرژی جنبشی و مومنوم را به دست آورید.



شکل ۴۰-۱ برای مساله ۴-۱۱-۱.

۵-۱۱-۱ در مقطع شکل (۴۱-۱) اگر آب در جریان باشد با توجه به لزجت آب مشخص کنید جریان آرام و یا آشفته است و در مرحله بعد فوق بحرانی و زیر بحرانی بودن جریان را بررسی کنید.



شکل ۴۱-۱ برای مساله ۵-۱۱-۱.

راهنمایی: در معادله عدد رینولدز به جای قطر (D) از $4R$ استفاده کنید.

۶-۱۱-۱ در مساله ۵-۹-۱ عمق جریان از چه میزانی کمتر باشد تا جریان آرام شکل بگیرد.

۷-۱۱-۱ جریان های زیر را از لحاظ هیدرولیکی طبقه بندی کنید.

الف- جریان در هنگام باز کردن و یا بستن شیر در یک لوله با قطر ثابت.

ب- جریان در هنگام باز کردن و یا بستن شیر در یک لوله با قطر متغیر.

ج- جریان هنگامی که شیر در یک لوله با قطر ثابت کاملاً باز باشد.

د- جریان هنگامی که شیر در یک لوله با قطر متغیر کاملاً باز باشد.

۸-۱۱-۱ تحقیق کنید چرا شکل گیری جریان یکنواخت در کانال افقی امکان پذیر نمی باشد.

۹-۱۱-۱ اگر انگشت خود را در سطح آب در حال جریان وارد کنید امواجی تولید خواهد شد. اگر امواج

تولید شده در خلاف جهت جریان حرکت کند مشخص کنید جریان زیر بحرانی است یا فوق بحرانی؟

۱۰-۱۱-۱ با استفاده از قانون بقای انرژی و تبدیل انواع انرژی به یکدیگر تشریح کنید که چرا هنگامی

که هوا را با سرعت زیاد از دهان خارج کنیم هوای خارج شده سردتر خواهد بود؟

فصل دوم

کاربرد قانون بقای انرژی برای جریان در کانالهای باز

۲-۱ مقدمه

در فصل پیش ضمن پرداختن به مفاهیم پایه ای هیدرولیک کانالهای باز، قوانین حاکم بر جریان سیالات شامل قانون بقای جرم، مومنوم و انرژی ارائه گردید. قانون بقای جرم از اساسی ترین قوانین طبیعت می باشد که برای هر نوع جریان قابل استفاده می باشد. در مقابل برای به کارگیری قوانین بقای مومنوم و بقای انرژی شرایط خاصی باید مد نظر قرار گیرد. پیشتر اشاره شد که قانون بقای مومنوم برای جریان هایی استفاده میشود که اطلاعات کافی در مورد نیروهای وارد بر حجم کنترل و قانون بقای انرژی را در شرایطی به کار می بریم که اطلاعات کافی در مورد افت انرژی در حجم کنترل انتخابی وجود داشته باشد. در این فصل نحوه به کارگیری قانون بقای انرژی به همراه قانون بقای جرم برای جریان هایی که افت انرژی در آنها ناچیز و یا مشخص باشد ارائه خواهد شد.

۲-۲ قانون بقای انرژی در کانالهای باز

در فصل پیش بیان شد که مجموع انرژی های مکانیکی در هر مقطع دلخواه از یک کانال با فرض توزیع هیدرواستاتیکی بودن فشار طبق معادله زیر خواهد بود.

$$H = y \cos^2 \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} + z \quad (1-2)$$

در شرایطی که شیب کف کانال ناچیز باشد ($\theta \approx 0$) و ضریب تصحیح انرژی (α) برابر ۱ در نظر گرفته شود آنگاه معادله بالا به شکل زیر ساده می شود.

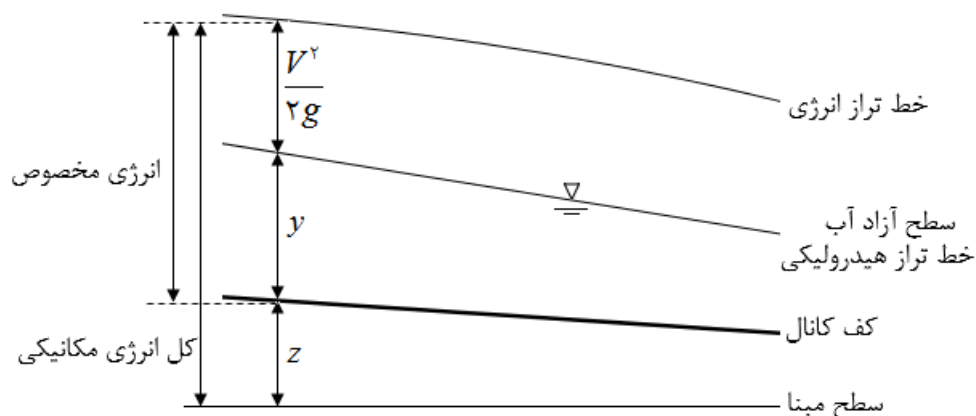
$$H = y + \frac{V^2}{2g} + z \quad (2-2)$$

معمولا بسیاری از کانالها برای جلوگیری از ایجاد جریان با سرعت زیاد و فرسایش کف به گونه ای طراحی می شوند که شیب طولی کانال اندک باشد. همچنین در بیشتر مواقع، جریان کاملا آشفته در

کانالهای باز اتفاق می افتد. بنابراین می توان نتیجه گرفت فرضیات اعمال شده برای مقادیر θ و α دور از واقعیت نمی باشد.

مقدار انرژی مکانیکی همواره در اثر لزجت سیال در طول مسیر کانال کاهش خواهد یافت. تنها در صورتی که از یک منبع خارجی مانند پمپ، انرژی به سیال منتقل شود میزان انرژی مکانیکی افزایش خواهد یافت. در شکل (۱-۲) میزان کل انرژی مکانیکی در هر مقطع برای یک کانال دلخواه ترسیم شده است. به خطی که بیانگر میزان کل انرژی مکانیکی $(y + V^2 / 2g + z)$ نسبت به یک سطح مبنای دلخواه در هر مقطع باشد خط تراز انرژی گفته می شود. همچنین به خطی که بیانگر مجموع انرژی پتانسیل و فشاری (انرژی جریانی) $(y \cos^2 \theta + z)$ است خط گرادیان هیدرولیکی گفته می شود و هنگامی که شیب کف کانال کم باشد این خط و سطح آزاد آب منطبق بر هم می باشند ولی هنگامی که شیب کف زیاد باشد میزان انرژی فشاری $(y \cos^2 \theta)$ از عمق جریان (y) کمتر خواهد بود که در این صورت خط گرادیان هیدرولیکی پایین تر از سطح آزاد آب خواهد بود. همانطور که در شکل (۱-۲) مشخص است فاصله بین خط گرادیان انرژی و خط گرادیان هیدرولیکی برابر میزان انرژی جنبشی $(V^2 / 2g)$ در هر مقطع می باشد. در مقطعی که عمق جریان کم می باشد سرعت جریان افزایش یافته و فاصله بین خط تراز انرژی و خط تراز هیدرولیکی افزایش یافته و در مقطعی که عمق جریان افزایش می یابد این فاصله کاهش خواهد یافت.

مجموع انرژی های فشاری و جنبشی $(V^2 / 2g)$ به شیب کانال و ارتفاع آن مستقیماً ارتباط نداشته و به شکل مقطع و سرعت جریان وابسته است. به مجموع این انرژی ها انرژی مخصوص^۱ گفته



شکل ۱-۲ خط تراز انرژی، خط تراز هیدرولیکی و انرژی مخصوص برای یک کانال دلخواه.

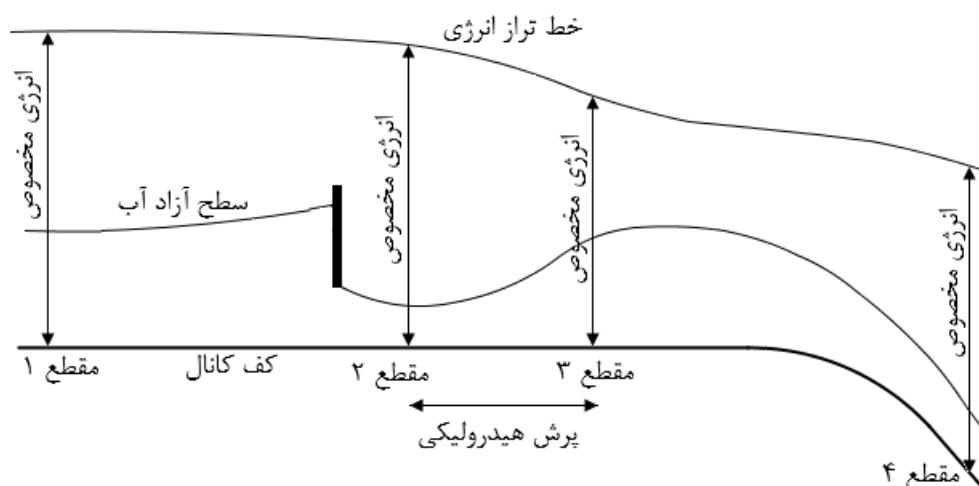
¹ Specific Energy

می شود که در شکل (۲-۱) نشان داده شده است. با توجه به شکل می توان گفت که میزان انرژی مخصوص فاصله بین کف کانال و خط تراز انرژی می باشد. رابطه انرژی مخصوص را می توان طبق معادله (۲-۳) بیان نمود [۲۰].

$$E = y + \frac{V^2}{2g} = y + \frac{Q^2}{2gA^3} \quad (2-3)$$

که E انرژی مخصوص می باشد.

در شکل (۲-۲) تغییرات سطح آب ناشی از وجود دریاچه و تغییر شیب کف کانال نشان داده شده است که یک جریان متغیر تدریجی پشت دریاچه و یک پرش هیدرولیکی بعد از دریاچه تشکیل می شود. در ادامه شیب کف کانال تغییر می یابد و عمق جریان در اثر این تغییر کاهش می یابد. خط تراز انرژی برای این جریان نیز در شکل ترسیم شده است. افت انرژی در محل تشکیل پرش هیدرولیکی شدید می باشد که در آن خط تراز انرژی در این ناحیه شیب نزولی بیشتری خواهد داشت. با توجه به مفهوم انرژی مخصوص که فاصله بین کف کانال و خط تراز انرژی می باشد مقدار انرژی مخصوص در چهار مقطع مختلف نشان داده شده است. با توجه به شکل می توان گفت انرژی مخصوص بین مقاطع ۱ تا ۳ کاهش می یابد زیرا فاصله بین خط تراز انرژی و کف کانال ناشی از افت انرژی کاهش می یابد. در مقطع ۴ میزان شیب کف کانال از شیب خط انرژی بیشتر است که در اثر این شرایط انرژی مخصوص افزایش می یابد. در واقع می توان گفت که میزان انرژی مخصوص در طول جریان هم می تواند



شکل ۲-۲ تغییر انرژی مخصوص برای جریان شکل گرفته در یک کانال باز.

کاهش و هم می تواند افزایش یابد. هر زمان که شیب خط انرژی بیشتر از شیب کف کانال باشد انرژی مخصوص کاهش و هنگامی که شیب خط انرژی کمتر از شیب کف کانال باشد میزان انرژی مخصوص افزایش می یابد. لازم به ذکر است که علت اینکه انرژی مخصوص می تواند افزایش یابد این است که انرژی مخصوص، کل میزان انرژی نمی باشد بنابراین امکان افزایش و کاهش خواهد داشت.

با توجه به معادله (۲-۳)، انرژی مخصوص برای یک کانال مستطیلی با عرض کف b را طبق معادله زیر می توان بیان نمود.

$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^2} = y + \frac{Q^2}{2g(by)^2} = y + \frac{Q^2}{2gb^2y^2} \quad (4-2)$$

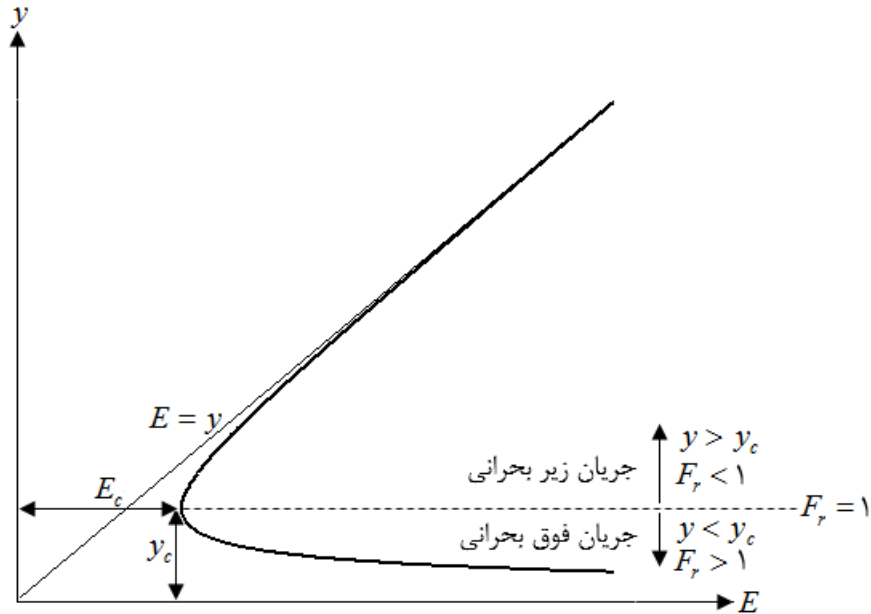
نسبت دبی جریان به عرض کف کانال ($q = Q/b$) را دبی در واحد عرض برای یک کانال مستطیلی می نامند که با اعمال آن در رابطه بالا خواهیم داشت.

$$E = y + \frac{q^2}{2gy^2} \quad (5-2)$$

به ازای یک دبی در واحد عرض ثابت، منحنی تغییرات انرژی مخصوص در مقابل عمق جریان مطابق با شکل (۲-۳) خواهد بود. با توجه به معادله (۲-۵) می توان گفت هنگامی که عمق جریان (y) به سمت بی نهایت میل کند میزان انرژی مخصوص به عمق جریان نزدیک می شود ($E \rightarrow y$) و این بدان معناست که خط $E = y$ مجانب مایل منحنی انرژی مخصوص می باشد. همچنین زمانی که عمق جریان به سمت صفر نزدیک شود ($y \rightarrow 0$) انرژی مخصوص به سمت بی نهایت میل می کند ($E \rightarrow \infty$). بنابراین خط $y = 0$ نیز مجانب افقی منحنی انرژی مخصوص است. لازم به ذکر است که اگر عمق جریان به سمت صفر میل کند معادلات حاکم بر جریان سیال دیگر بدین شکل نخواهد بود و توجه به مجانب افقی منحنی انرژی مخصوص ارزش خاصی ندارد. در نمودار انرژی مخصوص نقطه ای وجود دارد که دارای حداقل انرژی مخصوص می باشد که در این نقطه خط مماس بر منحنی، موازی محور y می باشد. در این نقطه تغییرات انرژی مخصوص نسبت به عمق برابر صفر است. با اعمال این شرایط در معادله انرژی مخصوص با فرض آنکه q ثابت باشد خواهیم داشت:

$$E = y + \frac{q^2}{2gy^2} \rightarrow \frac{dE}{dy} = 1 - \frac{q^2}{gy^3} = 0 \rightarrow y = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (6-2)$$

با توجه به معادله بالا عمق جریان در نقطه حداقل انرژی مخصوص برابر $y = \sqrt[3]{q^2/g}$ می باشد.



شکل ۲-۳ منحنی انرژی مخصوص در مقابل عمق به ازای یک دبی ثابت در یک مقطع مشخص [۲۰].

با توجه به رابطه دبی در واحد عرض برای یک کانال مستطیلی خواهیم داشت:

$$Q=AV \rightarrow Q=byV \rightarrow q=yV \quad (7-2)$$

اگر دو معادله قبل را ترکیب کنیم خواهیم داشت:

$$y=\sqrt{\frac{q^2}{g}} \rightarrow q=vy \rightarrow y=\sqrt{\frac{y^2 V^2}{g}} \rightarrow y^2 = \frac{y^2 V^2}{g} \rightarrow \frac{V^2}{gy} = 1 \Rightarrow \frac{V}{\sqrt{gy}} = 1 \rightarrow Fr = 1 \quad (8-2)$$

رابطه قبل نشان می دهد حداقل انرژی مخصوص به ازای یک دبی مشخص، زمانی که عدد فروود جریان برابر ۱ باشد به دست می آید. به عبارت دیگر حداقل انرژی مخصوص در شرایط بحرانی جریان ایجاد خواهد شد. با توجه به معادلات بالا همچنین می توان گفت عمق بحرانی برای یک کانال مستطیلی برابر است با [۲۰]:

$$y_c = \sqrt{\frac{q^2}{g}} \quad (9-2)$$

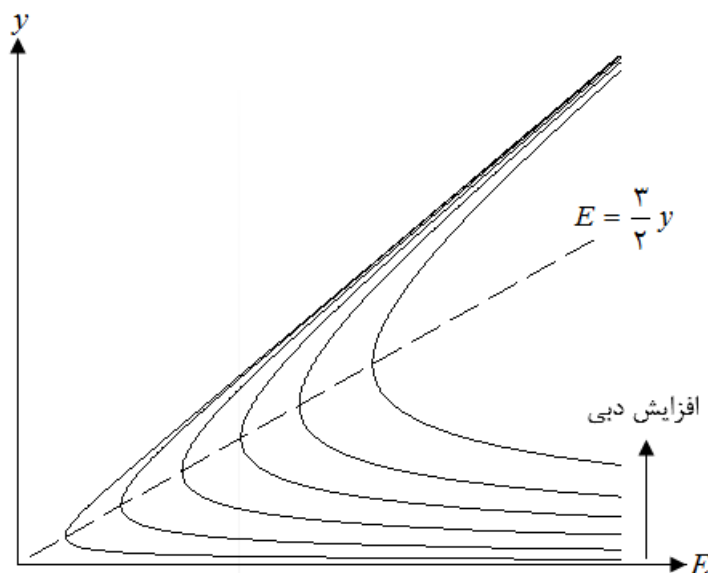
میزان انرژی مخصوص بحرانی با جایگذاری معادله (۹-۲) در معادله (۵-۲) به دست می آید.

$$E_c = y_c + \frac{y_c}{2} = \frac{3}{2} y_c \quad (10-2)$$

اگر انرژی مخصوص جریان کمتر از انرژی مخصوص بحرانی یک مقطع باشد جریان توان عبور از مقطع را نداشته و انسداد جریان روی می دهد. در این وضعیت جریان با افزایش انرژی مخصوص خود به اندازه انرژی مخصوص بحرانی از مقطع عبور می کند که در ادامه به آن بیشتر پرداخته می شود.

در منحنی انرژی مخصوص نقاطی که عمقی بیشتر از عمق بحرانی دارند عدد فرودی کمتر از ۱ خواهند داشت و جریان در این شرایط زیر بحرانی می باشد. در مقابل نقاطی که عمقی کمتر از عمق بحرانی دارند عدد فرودی بیشتر از ۱ خواهند داشت و جریان در این شرایط فوق بحرانی خواهد بود. به عبارت دیگر منحنی انرژی مخصوص دارای دو شاخه زیر بحرانی و فوق بحرانی خواهد بود که در شکل (۲-۳) این وضعیت مشخص شده است.

اشاره شد که منحنی انرژی مخصوص به ازای دبی ثابت و برای یک مقطع مشخص ترسیم شده است و در صورت تغییر دبی و یا مقطع جریان این منحنی نیز تغییر می یابد. در شکل (۲-۴) منحنی انرژی مخصوص برای یک مقطع ثابت مستطیلی و به ازای دبی های متفاوت ترسیم شده است. همانطور که در شکل مشخص شده است با افزایش دبی منحنی انرژی مخصوص به سمت راست حرکت می کند و نقطه بحرانی آن نیز روی خط راست به معادله $E = \frac{3}{2} y$ حرکت می کند که در واقع رابطه بین عمق



شکل ۲-۴ تغییر منحنی انرژی مخصوص با تغییر دبی جریان.

و انرژی مخصوص بحرانی میباشد. نکته مهمی که از این شکل می توان نتیجه گرفت این است که با افزایش دبی حداقل انرژی مورد نیاز برای برقرای جریان در مقطع افزایش می یابد. این موضوع را به شکل دیگری نیز می توان بیان کرد که برای عبور دبی بیشتر شرایط دشوارتری باید تامین شود. منحنی انرژی مخصوص را برای مقاطع مثلثی، دوزنقه ای، دایره ای و اساسا هرگونه مقطع دیگر با توجه به معادله (۳-۲) می توان ترسیم نمود که شباهت زیادی به منحنی انرژی مخصوص برای مقاطع مستطیلی خواهد داشت. منحنی انرژی مخصوص برای تمام مقاطع دارای نقطه ای خواهد بود که در آن نقطه، انرژی مخصوص حداقل میزان خود را به ازای یک دبی مشخص خواهد داشت. در این نقطه تغییرات انرژی مخصوص نسبت به عمق برابر صفر است. با اعمال این شرایط برای کانال مستطیلی در بخش قبل نشان داده شد که انرژی مخصوص در نقطه بحرانی حداقل مقدار را خواهد داشت. برای کانال با مقطع دلخواه اگر از معادله انرژی مخصوص نسبت به عمق جریان مشتق گرفته شود خواهیم داشت:

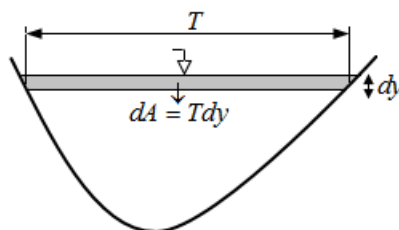
$$E = y + \frac{Q^2}{2gA^3} \rightarrow \frac{dE}{dy} = 1 + \frac{Q^2}{2g} (-2A^{-3}) \frac{dA}{dy} = 1 - \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dy} \quad (11-2)$$

با توجه به شکل (۵-۲) می توان گفت که تغییرات سطح مقطع نسبت به عمق جریان برابر با عرض سطح آزاد خواهد بود.

$$\frac{dA}{dy} = T \quad (12-2)$$

با ترکیب دو معادله بالا و اعمال $dE / dy = 0$ خواهیم داشت:

$$\frac{Q^2 T}{gA^3} = 1 \quad (13-2)$$



شکل ۵-۲ نسبت تغییر مساحت به تغییر عمق در سطح آزاد برای یک مقطع دلخواه.

با توجه به رابطه عمق هیدرولیکی و عدد فرود و اعمال آن در رابطه بالا خواهیم داشت:

$$\frac{Q^* T}{g A^*} \rightarrow \frac{Q^*}{g A^* D} = 1 \rightarrow \frac{V^*}{g D} = 1 \rightarrow \frac{V}{\sqrt{g D}} = 1 \rightarrow F_r = 1 \quad (14-2)$$

از معادله بالا می توان نتیجه گرفت که برای هر مقطع دلخواه کانال، حداقل انرژی مخصوص به ازای دبی ثابت در شرایط بحرانی و عدد فرود ۱ اتفاق می افتد. همچنین از معادلات بالا می توان نتیجه گرفت که توان دوم عدد فرود برابر است با [۲۰]:

$$F_r^* = \frac{Q^* T}{g A^*} \quad (15-2)$$

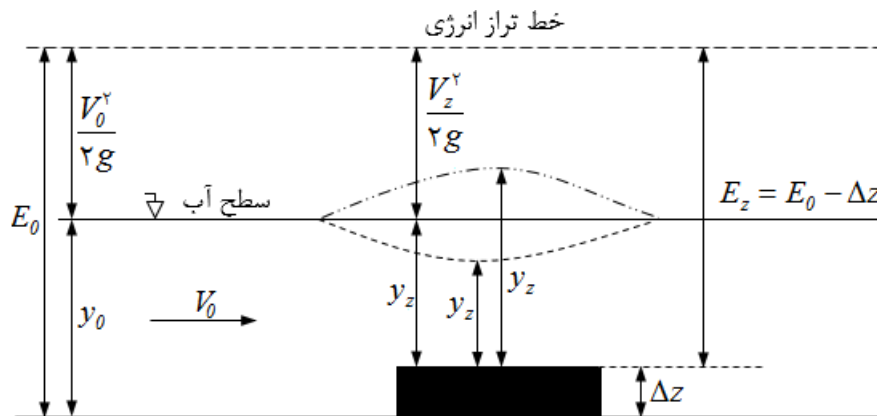
با اعمال معادله (۲-۱۳) در معادله (۲-۳) مقدار انرژی مخصوص در نقطه بحرانی حاصل می شود.

$$E_c = y_c + \frac{D_c}{2} \quad (16-2)$$

در این رابطه D_c عمق هیدرولیکی بحرانی می باشد.

در کانالهای مستطیلی عمق جریان و عمق هیدرولیکی برابر هستند ($y = D$) که با اعمال آن در رابطه بالا انرژی مخصوص بحرانی که پیش از این برای کانال مستطیلی ارائه شده بود به دست می آید. به عبارت دیگر می توان نتیجه گرفت معادله بالا برای به دست آوردن حداقل انرژی مخصوص برای تمامی کانالها و حتی کانالهای مستطیلی قابل استفاده است.

با استفاده از مفهوم انرژی مخصوص و منحنی مربوط به آن مسائل متنوعی از جریان که در اثر شرایطی مانند تغییر ارتفاع بستر، مقطع جریان و دبی جریان در طول مسیر به وجود می آید را می توان به سادگی تحلیل کرد. در شکل (۲-۶) جریان در یک کانال مستطیلی نشان داده شده است که در مسیر خود با یک برآمدگی در کف مواجه می شود. پیش بینی عمق جریان در روی برآمدگی مورد نظر می باشد. در نگاه اول سطح آب بر روی برآمدگی می تواند به شکل افقی باقی بماند و یا به سمت بالا برود و یا دچار فرو افتادگی شود. پرسش اساسی این است که کدام یک از این سه عمق در عمل اتفاق می افتد. با توجه به اینکه فاصله بین خط تراز انرژی و خط گرادیان هیدرولیکی که در اینجا همان سطح آزاد آب است برابر انرژی جنبشی جریان در مقطع مورد نظر می باشد اگر سطح آب افقی باقی بماند آنگاه باتوجه به شکل می توان گفت که سرعت در مقطع بالا دست برآمدگی و سرعت در روی برآمدگی برابر خواهد بود. در این صورت خواهیم داشت:



شکل ۲-۶ حالت های ممکن تغییر عمق بر روی برآمدگی کف کانال.

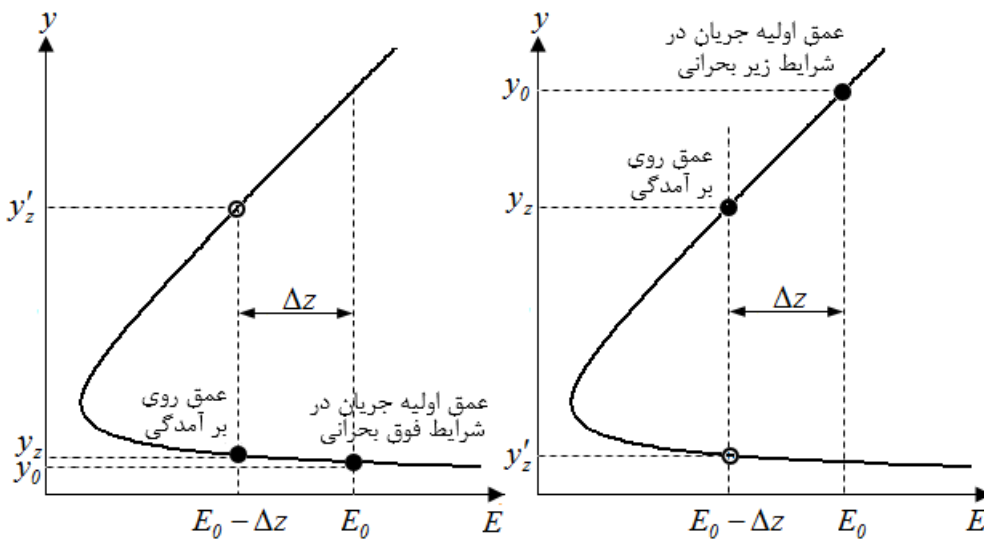
$$\begin{aligned} V_0 = V_z \quad y_0 > y_z \quad \longrightarrow \quad Q_z = y_z \times 1 \times V_z \neq Q_0 = y_0 \times 1 \times V_0 \end{aligned} \quad (17-2)$$

که در این معادله y_z ، V_z و Q_z به ترتیب برابر عمق، سرعت و دبی جریان بر روی برآمدگی می باشد. همچنین عرض کانال در راستای عمود بر صفحه برابر واحد فرض شده است. در معادله بالا نشان داده شد که اگر سطح آب بر روی برآمدگی افقی بماند دبی عبوری از مقاطع بالا دست و بر روی برآمدگی برابر نخواهد بود که قانون بقای جرم را نقض می کند بنابراین فرض این که سطح آب بر روی برآمدگی افقی باشد منتفی خواهد بود. با توجه به این موضوع حال باید بررسی شود که سطح آب بر روی برآمدگی بالا رفته و یا فرو می افتد. برای یافتن این پاسخ از مفهوم انرژی مخصوص می توان استفاده کرد.

اگر جریان در مقطع بالا دست برآمدگی زیر بحرانی باشد بر روی منحنی انرژی مخصوص مقطع کانال با توجه به مقادیر عمق جریان (y_0) و انرژی مخصوص مربوط به این عمق (E_0) در شاخه زیر بحرانی مطابق با شکل ۷-۲ (شکل سمت راست) یک نقطه مشخص می شود. با توجه به شکل میتوان گفت که انرژی مخصوص در روی برآمدگی برابر با $E = E_0 - \Delta z$ خواهد بود. در این شرایط اگر خط $E = E_0 - \Delta z$ بر روی منحنی انرژی مخصوص مقطع ترسیم شود این خط، منحنی را در دو نقطه قطع می کند که یکی از این نقاط در شاخه زیر بحرانی و نقطه دیگر در شاخه فوق بحرانی خواهد بود. این که کدام از یک از این دو عمق در عمل اتفاق می افتد بستگی به وضعیت نقطه مورد نظر (E_0 ، y_0) بر روی منحنی انرژی مخصوص دارد. اگر این نقطه در شاخه زیر بحرانی باشد آنگاه عمق جریان بر روی برآمدگی نیز از شاخه زیر بحرانی منحنی انرژی مخصوص به دست می آید. عمقی که در این حالت بر روی برآمدگی

اتفاق می افتد در این منحنی با y_z و عمقی که با این عمق دارای انرژی مخصوص برابر ولی در شاخه فوق بحرانی است با y'_z نشان داده شده است. به دو عمقی که دارای انرژی مخصوص برابر میباشند اعماق متناوب^۲ گفته می شود. اگر نقطه (E_0, y_0) بر روی شاخه فوق بحرانی باشد (شکل ۷-۲) (شکل سمت چپ)) آنگاه عمق جریان بر روی برآمدگی نیز از شاخه فوق بحرانی منحنی انرژی مخصوص به دست می آید. در این حالت عمق جریان بر روی برآمدگی بر روی منحنی انرژی مخصوص با y_z و عمق متناوب که در شاخه زیر بحرانی خواهد بود با y'_z مشخص شده است.

از مطالب ارائه شده می توان نتیجه گرفت که اگر جریان زیر بحرانی باشد عمق جریان بر روی برآمدگی کاهش می یابد ولی اگر جریان فوق بحرانی باشد عمق جریان بر روی برآمدگی افزایش خواهد یافت. در حالت کلی می توان گفت جریان زیر بحرانی همواره در مواجهه با تغییرات صورت گرفته در مسیر کانال مانند تغییر ارتفاع بستر، عرض کانال و حتی تغییر دبی در کانال با شیب کم بر خلاف باور همگانی عمل می کند. در مساله بیان شده هنگامی که کف کانال بالا می آید تصور عمومی این است که سطح آب باید بالا بیاید ولی در جریان زیر بحرانی عکس این حالت اتفاق می افتد و سطح آب بر روی برآمدگی پایین می افتد ولی جریان فوق بحرانی همانگونه عمل می کند که باور همگانی حکم می کند و با بالا آمدن کف، سطح آب نیز بالا می آید. با استفاده از این اصل به راحتی می توان در دیگر موارد نیز رفتار جریان را پیش بینی نمود. در شکل (۷-۲) رفتار جریان در مواجهه با تغییرات ارتفاع بستر، تغییر عرض



شکل ۷-۲ بررسی تغییر عمق جریان بر روی برآمدگی کف کانال در جریان زیر بحرانی و فوق بحرانی با استفاده از منحنی انرژی مخصوص.

² Alternate Depths

مقطع کانال و تغییر دبی در مسیر کانال با شیب کم برای جریان زیر بحرانی نشان داده شده است که در همه موارد عکس اتفاقی می افتد که باور همگانی انتظار دارد. در شکل (۲-۹) نیز رفتار جریان سیال برای حالت فوق بحرانی برای تغییرات مشابه نشان داده شده است که در همه موارد همان تغییراتی در سطح آب اتفاق می افتد که از پیش انتظار می رود. لازم به ذکر است که در این شکل ها جهت جریان از سمت چپ به راست فرض شده است.

به شکل دیگر نیز می توان رفتار جریان در مواجهه با تغییرات گوناگون را پیش بینی نمود. در جریان زیر بحرانی همواره وقتی که جریان برای عبور با شرایط سخت تری مواجه می شود عمق جریان کاهش و سرعت افزایش خواهد یافت. به عنوان مثال هنگامی که کف کانال بالا بیاید، مقطع کانال تنگتر شود و یا دبی جریان در طول مسیر افزایش یابد شرایط سخت تری برای جریان ایجاد می شود که جریان زیر بحرانی در مواجهه با این شرایط با کاهش عمق و افزایش سرعت مواجه خواهد شد. در مقابل هنگامی که شرایط برای عبور جریان راحت تر باشد مانند باز تر شدن مقطع کانال، فرو افتادن کف و یا کاهش دبی آنگاه جریان زیر بحرانی دچار افزایش عمق و کاهش سرعت خواهد شد. بدیهی است که جریان فوق بحرانی در مواجهه با تغییرات گوناگون عکس جریان زیر بحرانی عمل می کند.

علت رفتار متفاوت جریان زیر بحرانی و فوق بحرانی در مواجهه با تغییرات گوناگون به عدد فرود جریان ارتباط دارد که در این بخش این موضوع مورد بررسی قرار می گیرد. اگر معادله انرژی بین دو مقطع از کانال با صرف نظر کردن از افت انرژی به کار گرفته شود خواهیم داشت:

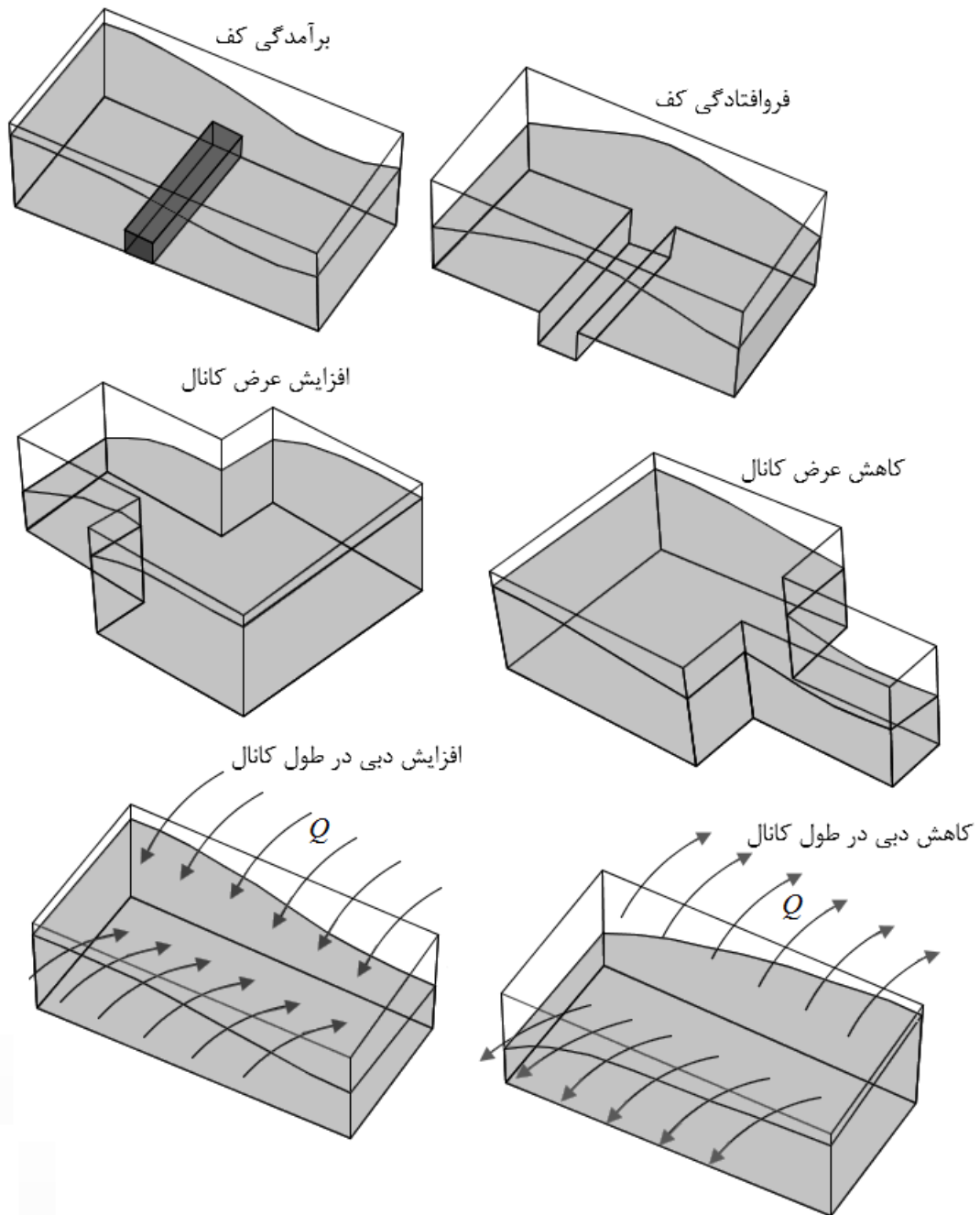
$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 = y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + z_2 \quad (18-2)$$

اگر جریان در یک کانال مستطیلی مد نظر باشد و جریان در مقطع اول زیر بحرانی باشد در مقطع دوم که ارتفاع کف کانال تغییر کرده است نیز زیر بحرانی خواهد بود. تحت این شرایط و همچنین با توجه به تعریف عدد فرود برای مقطع اول و دوم خواهیم داشت:

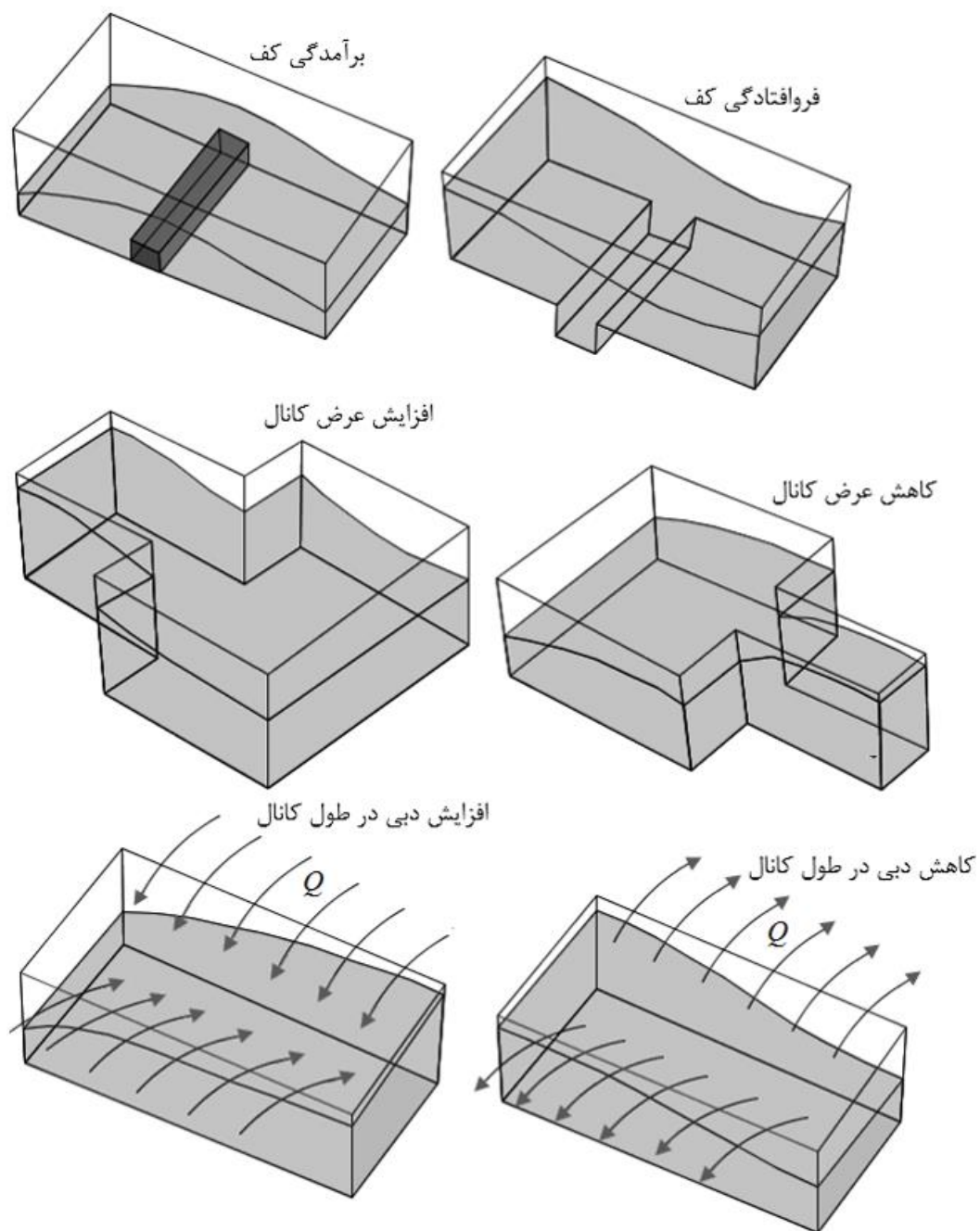
$$Fr_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} < 1 \rightarrow \frac{V_1^2}{gy_1} < 1 \rightarrow \frac{V_1^2}{2g} < \frac{y_1}{2} \quad (19-2)$$

$$Fr_2 = \frac{V_2}{\sqrt{gy_2}} < 1 \rightarrow \frac{V_2^2}{gy_2} < 1 \rightarrow \frac{V_2^2}{2g} < \frac{y_2}{2} \quad (20-2)$$

با اضافه کردن y مربوط به هر مقطع به دو طرف نا معادلات (۲-۱۹) و (۲-۲۰) و تعریف انرژی مخصوص شرایط زیر به دست می آید.



شکل ۲-۸ تغییر عمق در جریان زیر بحرانی تحت شرایط مختلف (جریان از چپ به راست).



شکل ۲-۹ تغییر عمق در جریان فوق بحرانی تحت شرایط مختلف (جریان از چپ به راست).

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} < \frac{3}{2} y_1 \rightarrow E_1 < \frac{3}{2} y_1 \quad (21-2)$$

$$y_2 + \frac{V_2^2}{2g} < \frac{3}{2} y_2 \rightarrow E_2 < \frac{3}{2} y_2 \quad (22-2)$$

اگر کف کانال به اندازه Δz بالا بیاید و افت انرژی بین دو مقطع ناچیز باشد با کم کردن دو نا معادله (۲۱-۲) و (۲۲-۲) از هم و رابطه بین انرژی مخصوص بین دو مقطع نا معادله زیر به دست می آید.

$$E_1 - E_2 = \Delta z < \frac{3}{2} (y_1 - y_2) \quad (23-2)$$

این نامعادله را می توان به شکل خلاصه زیر بازنویسی کرد.

$$y_2 < y_1 - \frac{2}{3} \Delta z \quad (24-2)$$

این نامعادله بیان می دارد در جریان زیر بحرانی با افزایش ارتفاع کف، عمق جریان بر روی برآمدگی کاهش می یابد.

اگر کف کانال به اندازه Δz فرو افتد و افت انرژی بین دو مقطع ناچیز باشد با کم کردن دو نا معادله (۲۱-۲) و (۲۲-۲) از هم و رابطه بین انرژی مخصوص بین دو مقطع نا معادله زیر به دست می آید.

$$E_2 - E_1 = \Delta z < \frac{3}{2} (y_2 - y_1) \quad (25-2)$$

این نامعادله را می توان به شکل خلاصه بعد بازنویسی کرد.

$$y_1 + \frac{2}{3} \Delta z < y_2 \quad (26-2)$$

این نامعادله بیان می دارد در جریان زیر بحرانی با کاهش ارتفاع کف، عمق جریان بر روی فروافتادگی افزایش می یابد. همین فرآیند را برای جریان فوق بحرانی با اعمال کردن عدد فرود بیشتر از ۱ برای دو مقطع مورد نظر می توان به کار برد و به نتایجی عکس نتایج نامعادلات بالا رسید. در واقع می توان گفت تفاوت عدد فرود در دو حالت جریان زیر بحرانی و فوق بحرانی باعث رفتار متفاوت آنها در مواجه با تغییرات گوناگون می باشد.

۳-۲ تحلیل جریان ناشی از تغییر ارتفاع کف کانال

با استفاده از مفهوم انرژی مخصوص و منحنی مربوط به آن می توان مسایل متنوعی که در آن تغییرات مختلفی در مسیر کانال اتفاق می افتد بررسی کرد و با تحلیل نتایج آن شناخت بهتری نسبت به رفتار جریان سیال و تفاوت عملکرد سیال در جریان زیر بحرانی و فوق بحرانی به دست آورد. همچنین به ابزارها و روشهای گوناگونی که با استفاده از آن با سادگی بیشتری می توان این گونه مسائل را حل کرد اشاره خواهد شد.

مساله ۲-۱: در یک کانال مستطیلی با عرض کف ۲ متر که دبی ۳ متر مکعب بر ثانیه را از خود عبور می دهد در صورتی که عمق جریان ۱/۸ متر باشد عمق جریان بر روی یک برآمدگی به ارتفاع ۰/۱۵ متر را بیابید.

همواره پیش از حل هر گونه مساله ای ابتدا باید با استفاده از عدد فرود و یا عمق بحرانی وضعیت زیر بحرانی و فوق بحرانی بودن جریان را تعیین کرد.

$$F_r = \sqrt{\frac{Q^3 T}{g A^3}} = \sqrt{\frac{3^3 \times 2}{9.81 \times (2 \times 1/8)^3}} = 0.198$$

با توجه به عدد فرود می توان گفت جریان زیر بحرانی می باشد. انرژی مخصوص مقطع اول برابر است با:

$$q = \frac{Q}{b} = \frac{3}{2} = 1.5 \frac{m^3}{m.s}$$

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^3}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1.5^3}{9.81}} = 0.61m$$

$$E_1 = y_1 + \frac{q^2}{2gy_1^2} = 1/8 + \frac{1.5^2}{2 \times 9.81 \times 1/8^2} = 1.835m$$

میزان انرژی مخصوص در مقطع دوم بر روی برآمدگی برابر است با:

$$E_2 = E_1 - \Delta z = 1.835 - 0.15 = 1.685m$$

اکنون که انرژی مخصوص بر روی برآمدگی به دست آمده است با توجه به معادله انرژی مخصوص عمق جریان بر روی برآمدگی را می توان به دست آورد.

$$E_r = 1/685 = y_r + \frac{q^2}{2gy_r^3} = y_r + \frac{1/5^2}{2 \times 9/81 \times y_r^3}$$

با حل معادله بالا مقدار عمق جریان بر روی برآمدگی (y_2) به دست می آید. با توجه به این که جریان زیر بحرانی است عمق جریان بر روی برآمدگی نیز وضعیت زیر بحرانی خواهد داشت که در این صورت عمق جریان باید از عمق بحرانی بیشتر باشد. برای حل این معادله تابعی مانند F طبق معادله زیر تعریف می شود.

$$F(y_r) = y_r + \frac{1/5^2}{2 \times 9/81 \times y_r^3} - 1/685$$

این معادله یک معادله غیر خطی می باشد که پاسخ تحلیلی برای آن نمی توان به دست آورد و با تکنیک های مختلف روشهای عددی باید پاسخ این چنین معادلاتی را به دست آورد. مقداری از y_r که $F(y_r)$ را صفر کند پاسخ مساله خواهد بود. با روش سعی و خطا و امتحان نمودن مقادیر مختلف برای y_r می توان معادله بالا را حل کرد. البته باید در روند سعی و خطا نکاتی را رعایت کرد تا سریعتر به جواب رسید که در قالب جدول (۱-۲) به آن اشاره شده است.

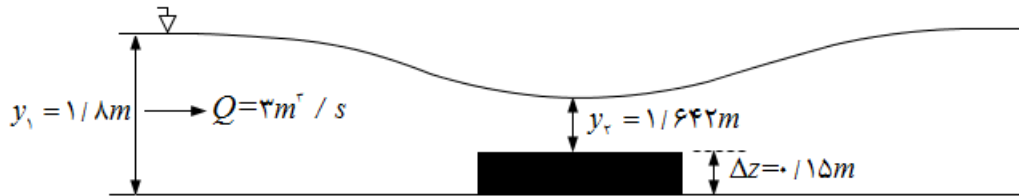
عمق جریان بر روی برآمدگی با تقریب بسیار خوب برابر $1/642$ متر به دست آمده است. نکته قابل توجه که در فرآیند سعی و خطا بسیار راهگشا خواهد بود این است که در جریان زیر بحرانی هنگامی که کف کانال به اندازه Δz بالا بیاید عمق جریان بیشتر از مقدار Δz کاهش خواهد یافت. به عبارت دیگر سطح آب بر روی برآمدگی حالت فروافتاده خواهد داشت. در این مساله عمق جریان از $1/8$ متر به $1/642$ متر بر روی برآمدگی می رسد که بیشتر از مقدار ارتفاع برآمدگی ($0/15$ متر) کاهش عمق خواهیم داشت (شکل ۲-۱۰). توجه به این نکته در فرآیند سعی و خطا بسیار موثر می باشد. علت این امر در ادامه تشریح خواهد شد. البته لازم به ذکر است که با وجود نرم افزار های ریاضی موجود ضرورتی به فرآیند دستی سعی و خطا نمی باشد.

جدول ۱-۲ فرآیند سعی و خطا برای حل معادله انرژی مخصوص مساله ۱-۲.

y_r	$F(y_r)$
۱/۵	-۰/۱۳۴۰۳
۱/۶	-۰/۰۴۰۲
۱/۶۵	+۰/۰۰۷۱۲
۱/۶۴	-۰/۰۰۲۳۶
۱/۶۴۲	-۰/۰۰۰۴۷

عمق حدسی اولیه با توجه به زیر بحرانی بودن جریان باید بیش از عمق بحرانی باشد
 $y_r > y_c = 0/61$

جواب مساله با دقت بالا با توجه به مقدار کم $F(y_r)$



شکل ۲-۱۰ مقدار تغییر عمق برای مساله ۲-۱.

با توجه به اینکه در جریان زیر بحرانی با افزایش ارتفاع کف کانال عمق جریان بر روی برآمدگی کاهش می یابد می توان گفت که سرعت در مقطع دوم بر روی برآمدگی بیشتر از سرعت در مقطع اول پیش از برآمدگی است که طبق رابطه زیر قابل بیان می باشد.

$$V_2 > V_1 \rightarrow \frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} > 0 \quad (27-2)$$

با توجه به تعریف انرژی مخصوص بین مقطع اول و دوم خواهیم داشت:

$$E_2 + \Delta z = E_1 \rightarrow y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta z = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad (28-2)$$

با ترکیب دو معادله بالا می توان به معادله زیر رسید.

$$\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} = y_1 - y_2 - \Delta z > 0 \rightarrow y_2 < y_1 - \Delta z \quad (29-2)$$

این معادله همانطور که پیش از این در حل مساله قبل مشاهده شد به این شکل قابل بیان است که در جریان زیر بحرانی هنگامی که کف کانال به اندازه Δz بالا بیاید عمق جریان بیشتر از Δz بر روی برآمدگی کاهش خواهد یافت. همچنین می توان گفت که هر چه سرعت جریان بیشتر باشد این کاهش عمق جریان بر روی برآمدگی بیشتر خواهد بود. در شرایطی که سرعت جریان کم باشد با تقریب مناسب می توان گفت $y_2 \approx y_1 - \Delta z$.

مساله ۲-۲: در مساله قبل اگر کف کانال به اندازه ۰/۱۵ متر فرو افتد عمق جریان بر روی فرو افتادگی را به دست آورید.

در هنگام فرو افتادگی با توجه به مفهوم انرژی مخصوص می توان گفت که:

$$E_2 = E_1 + \Delta z = 1.835 + 0.15 = 1.985$$

با حل معادله زیر عمق جریان بر روی فرو افتادگی به دست می آید.

$$E_r = 1/985 = y_r + \frac{q^2}{2gy_r^2} = y_r + \frac{1/5^2}{2 \times 9/81 \times y_r^2}$$

با حل معادله بالا عمق جریان بر روی فرو افتادگی به دست می آید.

$$y_r = 1/955m$$

همانطور که پیش بینی می شد در جریان زیر بحرانی با فرو افتادن کف کانال عمق جریان افزایش می یابد. این معادله را هم می توان با روش سعی و خطا حل کرد و هم می توان با نرم افزارهای ریاضی و حتی ماشین حساب های مهندسی به راحتی مورد تحلیل قرار داد. تنها نکته ای که باید در حل معادله به آن توجه نمود این است که این معادله سه جواب دارد که یکی از آنها منفی است که امکان شکل گیری آن وجود ندارد. یکی از پاسخ ها مربوط به جریان زیر بحرانی و دیگری مربوط به جریان فوق بحرانی می باشد که با توجه به شرایط جریان در بالا دست پاسخ حقیقی انتخاب می شود.

یکی از نرم افزارهای پر کاربرد ریاضی نرم افزار Matlab می باشد که با استفاده از دستورات زیر به راحتی می توان در این نرم افزار معادلات گوناگون را حل کرد. دستورات زیر مربوط به حل مساله قبل می باشد.

`>> f=@(y)(y+1.5^2/(2*9.81*y^2)-1.985);` ← معرفی تابع مورد نظر

`>> y2=fzero(f,1.8)` ← یافتن ریشه تابع معرفی شده نزدیک به عمق در بالا دست ($y1=1.8$)

`y2 = 1.9550` ← پاسخ مساله

در جریان زیر بحرانی به هنگام فرو افتادن کف به اندازه Δz ، عمق جریان حداقل به اندازه Δz افزایش خواهد یافت. این امر را به شکل مشابه افزایش ارتفاع کف می توان اثبات کرد. به عبارت دیگر می توان گفت:

$$y_2 > y_1 + \Delta z \quad (2-30)$$

که در این معادله y_1 عمق جریان در بالا دست فرو افتادگی، y_2 عمق جریان بر روی فرو افتادگی و Δz کاهش ارتفاع کف می باشد.

مساله ۲-۳: در یک کانال مستطیلی با عرض کف ۱/۵ متر، عمق جریان ۰/۴ متر می باشد که در این حالت دبی عبوری ۲/۵ متر مکعب بر ثانیه می باشد. در صورت افزایش ارتفاع کف کانال به اندازه ۰/۱ متر عمق جریان بر روی برآمدگی را به دست آورید.

ابتدا مانند مسائل قبل وضعیت جریان و عمق بحرانی به دست می آید.

$$F_r = \sqrt{\frac{Q^3 T}{g A^3}} = \sqrt{\frac{2/5^3 \times 1/5}{9/81 \times (1/5 \times 0/4)^3}} = 2/1$$

با توجه به عدد فرود، جریان فوق بحرانی خواهد بود. انرژی مخصوص در مقطع اول در بالادست برآمدگی برابر است با:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{(2/5 \div 1/5)^2}{9/81}} = 0/65m$$

$$E_1 = y_1 + \frac{q^2}{2gy_1^3} = 0/4 + \frac{(2/5 \div 1/5)^2}{2 \times 9/81 \times 0/4^3} = 1/285$$

انرژی مخصوص در مقطع دوم برابر است با:

$$E_2 = E_1 - \Delta z = 1/285 - 0/1 = 1/185m$$

و در نهایت با حل معادله زیر عمق جریان بر روی برآمدگی به دست می آید.

$$E_2 = 1/185 = y_2 + \frac{(2/5 \div 1/5)^2}{2 \times 9/81 \times y_2^3} \rightarrow y_2 = 0/43m$$

لازم به ذکر است که چون جریان فوق بحرانی است عمق شکل گرفته بر روی برآمدگی نیز فوق بحرانی خواهد بود و دارای عمقی کمتر از عمق بحرانی خواهد بود. نکته دیگر این که چون جریان فوق بحرانی است با افزایش ارتفاع کف کانال عمق جریان نیز افزایش می یابد که بر خلاف جریان زیر بحرانی می باشد. در بیشتر موارد در کانالها با جریان زیر بحرانی مواجه خواهیم بود بنابراین بیشتر مسائلی مطرح خواهد شد که جریان زیر بحرانی باشد. لازم به ذکر است که معمولاً جریان فوق بحرانی در طولهای کوتاه اتفاق می افتد و در اثر عوامل مختلفی مانند سطح آب پایین دست این جریان با پرش هیدرولیکی تبدیل به جریان زیر بحرانی خواهد شد.

به طور کلی مطالب بخش قبل را به صورت زیر می توان خلاصه کرد:

الف- انرژی مخصوص فاصله بین خط تراز انرژی و کف کانال می باشد.

ب- جریان زیر بحرانی در مواجه با تغییرات گوناگون مانند تغییر ارتفاع کف کانال همواره بر خلاف انتظار عمل می کند ولی جریان فوق بحرانی مطابق انتظار عمل می کند.

ج- اعماق قبل و بر روی عارضه مورد نظر مانند بالا آمدگی و فروافتادگی کف کانال همواره یا هر دو زیر بحرانی اند یا هر دو فوق بحرانی اند.

در شکل (۱۱-۲) جریان زیر بحرانی در عبور از یک برآمدگی را نشان می دهد که با کاهش عمق مواجه شده است و سطح آزاد آب فرو افتاده است. در مقابل در شکل (۱۲-۲) [۳۷] جریان فوق بحرانی بر روی برآمدگی به تصویر در آمده است که مطابق انتظار سطح آب صعود کرده است. در شکل (۱۳-۲) نیز حرکت یک قایق سوار در آبهای خروشان با وضعیت زیر بحرانی را نشان می دهد. برای حرکت سریعتر قایق در ظاهر مناسب تر است که این قایق سوار به مناطق پر سرعت جریان حرکت کند و لی مناطق پر سرعت جریان زیر بحرانی مطابق شکل (۱۱-۲) ناشی از بالا آمدگی کف رودخانه بوده ولی قایق سواران به تجربه دریافته اند که حرکت بر روی این مناطق باعث آسیب رساندن به کف قایق می شود.



شکل ۱۱-۲ جریان زیر بحرانی بر روی برآمدگی.



شکل ۱۲-۲ جریان فوق بحرانی بر روی برآمدگی.



شکل ۱۳-۲ حرکت یک قایق سوار بر روی رودخانه خروشان با جریان زیر بحرانی -

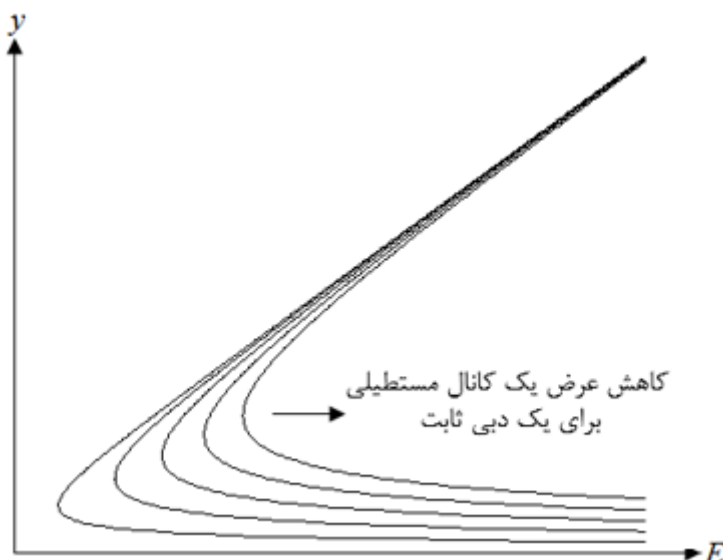
۲-۴ تحلیل جریان ناشی از تغییر شکل مقطع کانال

در ترسیم منحنی انرژی مخصوص فرض بر این بوده است که دبی جریان و شکل مقطع ثابت باشد که به ازای هر دبی و شکل مقطع مشخص یک منحنی انرژی مخصوص منحصر به فرد قابل ترسیم است. در شکل (۲-۱۴) برای یک کانال مستطیلی و یک دبی ثابت به ازای عرض های مختلف منحنی انرژی مخصوص ترسیم شده است. در این شکل مشاهده می شود که به ازای یک دبی ثابت با کاهش عرض یک کانال مستطیلی منحنی انرژی مخصوص به سمت راست حرکت می کند و انرژی مخصوص بحرانی هر منحنی نیز افزایش می یابد. برای هر مقطع دلخواه دیگری نیز چنین شرایطی برقرار می باشد. با استفاده از این منحنی ها تحلیل جریان ناشی از تغییر شکل مقطع کانال به سادگی صورت می گیرد. در ادامه با حل مسائل مختلف نحوه تحلیل رفتار جریانها در مواجهه با تغییر شکل مقطع و ترکیب آنها با تغییر ارتفاع کف کانال برای مقاطع گوناگون بررسی خواهد شد.

برای یک انرژی مخصوص مشخص می توان نشان داد که بیشترین دبی عبوری از یک کانال در شرایط بحرانی اتفاق می افتد. برای یک کانال مستطیلی، مربع دبی در واحد عرض با توجه به معادله انرژی مخصوص طبق رابطه زیر بیان می شود.

$$q^2 = 2g(E - y)y^3 \quad (2-31)$$

اگر انرژی مخصوص ثابت فرض شود با مشتق گیری از معادله قبل نسبت به عمق جریان خواهیم داشت:



شکل ۲-۱۴ منحنی انرژی مخصوص برای کانال مستطیلی با دبی ثابت و عرض کف متفاوت.

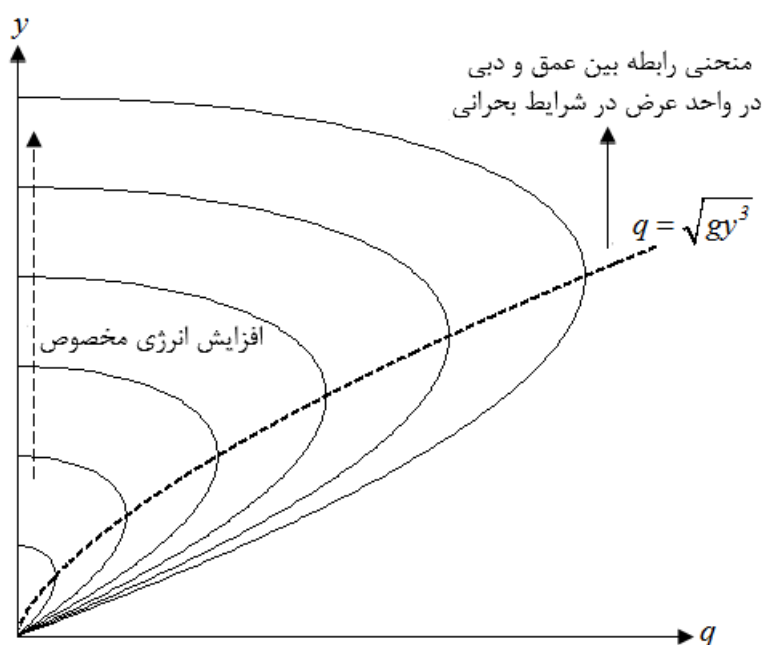
$$2q \frac{dq}{dy} = 2g(-y^2 + 2y(E - y)) \quad (32-2)$$

بیشترین دبی جریان هنگامی اتفاق می افتد که سمت چپ معادله بالا برابر صفر باشد.

$$2g(-y^2 + 2y(E - y)) = 0 \rightarrow E = \frac{3}{2}y \quad (33-2)$$

با مقایسه این معادله با معادله (۲-۱۰) می توان دریافت که حداکثر دبی جریان به ازای یک انرژی مخصوص ثابت در عمق بحرانی اتفاق می افتد. این موضوع برای کانال مستطیلی اثبات شد و برای مقاطع دیگر نیز طبق همین فرآیند می توان به نتیجه مشابه رسید.

به ازای مقادیر مختلف انرژی مخصوص می توان دبی در واحد عرض را طبق معادله (۲-۳۱) ترسیم نمود که نتیجه آن در شکل (۲-۱۵) نشان داده شده است. در این شکل هر چه انرژی مخصوص بیشتر می شود منحنی مربوط به آن نیز بزرگتر خواهد شد. هر منحنی یک دبی حداکثری خواهد داشت که طبق معادلات قبلی این نقاط برای هر منحنی در شرایط بحرانی اتفاق می افتد. با ترسیم منحنی $q = \sqrt{gy^3}$ که در واقع رابطه بین دبی در واحد عرض و عمق جریان در شرایط بحرانی برای کانال



شکل ۲-۱۵ منحنی تغییر دبی در واحد عرض در برابر عمق به ازای انرژی های مخصوص متفاوت برای کانال مستطیلی.

مستطیلی است مشخص می شود که این منحنی هر منحنی مربوط به انرژی مخصوص خاص را در نقاط حداکثر دبی قطع می کند. این امر به شکل دیگر بیان می کند که به ازای انرژی مخصوص ثابت دبی حداکثری در شرایط بحرانی جریان اتفاق می افتد.

نکته جالب دیگر در این مجموعه منحنی ها این است هر منحنی به ازای انرژی مخصوص مشخص دارای دو شاخه می باشد که شاخه پایینی مربوط به جریان فوق بحرانی و شاخه بالایی بیانگر جریان زیر بحرانی است و محل تغییر وضعیت در عمق بحرانی می باشد. علاوه بر این در این شکل مشاهده می شود هر چه انرژی مخصوص جریان بیشتر باشد اختلاف اعماق متناوب هر منحنی بیشتر می باشد. این موضوع برای افزایش دبی نیز صادق می باشد.

مساله ۲-۴: در یک کانال مستطیلی با عرض کف ۲ متر و عمق ۱/۶ متر دبی ۳ متر مکعب بر ثانیه می باشد. در مقطعی عرض کانال به ۱/۲ متر کاهش می یابد عمق جریان در این را بیابید.

$$F_{r1} = \sqrt{\frac{Q^3 T}{g A^3}} = \sqrt{\frac{3^3 \times 2}{9.81 \times (2 \times 1/6)^3}} = 0.236$$

جریان در مقطع اول با عرض کف ۲ متر زیر بحرانی می باشد. انرژی مخصوص در این مقطع برابر است با:

$$E_1 = y_1 + \frac{q_1^2}{2gy_1^3} = 1/6 + \frac{(3 \div 2)^2}{2 \times 9.81 \times 1/6^3} = 1.645 \text{ m}$$

در این رابطه q_1 دبی در واحد عرض در مقطع اول می باشد.

بر روی منحنی انرژی مخصوص مقطع اول در شکل یک نقطه با عمق و انرژی مخصوص مرتبط با اطلاعات به دست آمده مشخص شده است. با توجه به مفهوم انرژی مخصوص که فاصله بین خط انرژی و کف کانال است با فرض آنکه افت انرژی وجود نداشته باشد در محل تنگ شدگی انرژی مخصوص ثابت بوده و برابر انرژی مخصوص در مقطع بالا دست تنگ شدگی می باشد.

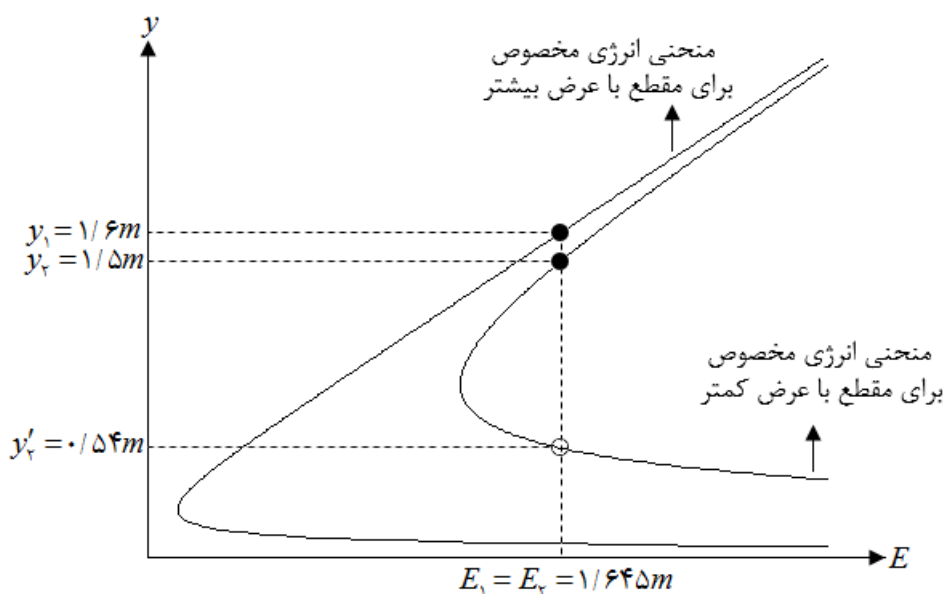
$$E_1 = E_2 = 1.645 \text{ m}$$

با توجه به تعریف انرژی مخصوص خواهیم داشت:

$$E_2 = 1.645 = y_2 + \frac{q_2^2}{2gy_2^3} = y_2 + \frac{(3 \div 1/2)^2}{2 \times 9.81 \times y_2^3}$$

در این رابطه q دبی در واحد عرض در محل تنگ شدگی می باشد. با حل این معادله، عمق جریان در محل تنگ شدگی به دست می آید. این معادله دارای ۳ جواب می باشد که یکی از آنها منفی است که امکان وقوع ندارد. یکی از پاسخ ها مربوط به شاخه زیر بحرانی منحنی انرژی مخصوص در محل تنگ شدگی می باشد و یکی دیگر مربوط به شاخه فوق بحرانی می باشد. این که کدام یکی از این دو پاسخ در عمل اتفاق می افتد بستگی به وضعیت جریان در بالا دست تنگ شدگی دارد به گونه ای که اگر جریان در این مقطع زیر بحرانی باشد عمق جریان در محل تنگ شدگی در شاخه زیر بحرانی خواهد بود و در غیر این صورت عمق فوق بحرانی پاسخ درست مساله خواهد بود.

با استفاده از منحنی انرژی مخصوص می توان وضعیت جریان را تشریح کرد. در شکل (۲-۱۶) منحنی انرژی مخصوص برای مقطع بالا دست و مقطع تنگ شده ترسیم شده است. بر روی منحنی مربوط به مقطع بالا دست یک نقطه با عمق $y_1 = 1/6m$ و انرژی مخصوص $E_1 = 1/645m$ مشخص شده است. با توجه به این که ارتفاع کف کانال تغییر نکرده است انرژی مخصوص مقطع تنگ شده نیز برابر با $E_2 = 1/645m$ خواهد بود. خط $E = E_2 = 1/645m$ منحنی انرژی مخصوص مقطع تنگ شده را در عمق $y_2 = 1/5m$ قطع می کند که پاسخ مساله خواهد بود. عمق متناوب با این عمق نیز برابر با $y'_2 = 0/54m$ خواهد بود.



شکل ۲-۱۶ محاسبه عمق جریان با استفاده از منحنی انرژی مخصوص برای مساله ۲-۴.

۲-۵ انسداد جریان^۳

در منحنی انرژی مخصوص هر مقطع حداقل انرژی مخصوص در عمق بحرانی اتفاق می افتد. این بدان معناست که جریان برای عبور از هر مقطع باید دارای حداقل انرژی مورد نیاز آن مقطع باشد. در صورتی که جریان، انرژی مخصوص کمتری از حداقل انرژی مخصوص یک مقطع را داشته باشد آنگاه پدیده ای به نام انسداد هیدرولیکی اتفاق می افتد که در آن جریان توان عبور از مقطع را نداشته و برای زمان محدودی جریان قطع شده و تا زمانی که انرژی جریان به حداقل انرژی مورد نیاز برای مقطع برسد این وضعیت ادامه می یابد و به محض آنکه حداقل انرژی مورد نیاز مقطع تامین شود جریان دوباره برقرار می شود. در این وضعیت جریان در مقطع انسداد، بحرانی خواهد شد و جریان در بالا دست مقطع انسداد با افزایش عمق در صورتی که زیر بحرانی باشد به انرژی مخصوص بیشتری می رسد. در این شرایط عمق جریان در بالا دست مقطع انسداد به راحتی با اعمال معادله بقای انرژی و پیوستگی به دست می آید. انسداد جریان می تواند در اثر افزایش ارتفاع کف کانال و یا تنگ شدن مقطع یا ترکیب این دو شرایط اتفاق بیافتد.

مساله ۲-۵: اگر در یک کانال مستطیلی با عرض کف ۱/۵ متر جریانی با دبی ۳/۵ متر مکعب بر ثانیه با عمق ۱/۴ متر در جریان باشد در صورتی که کف کانال به اندازه ۰/۵ متر بالا بیاید جریان شکل گرفته را تحلیل کنید.

$$F_r = \sqrt{\frac{Q^3 T}{g A^3}} = \sqrt{\frac{3/5^3 \times 1/5}{9/81 \times (1/5 \times 1/4)^3}} = 0/45$$

عمق بحرانی جریان برابر است با:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(3/5 \div 1/5)^2}{9/81}} = 0/82m$$

حداقل انرژی مخصوص مقطع برابر خواهد بود با:

$$E_c = y_c = \frac{3}{2} \times 0/82 = 1/23m$$

انرژی مخصوص مقطع اول قبل از برآمدگی برابر است با:

³ Choke

$$E_1 = y_1 + \frac{q^2}{2gy_1^3} = 1/4 + \frac{(3/5 \div 1/5)^2}{2 \times 9/81 \times 1/4^3} = 1/54$$

انرژی مخصوص مقطع بر روی برآمدگی:

$$E_2 = E_1 - \Delta z = 1/54 - 0/53 = 0/01$$

مشاهده می شود که انرژی مخصوص در مقطع دوم بر روی برآمدگی از حداقل انرژی مخصوص مورد نیاز مقطع برای عبور جریان کمتر است و انسداد جریان اتفاق می افتد.

$$E_2 = 0/01 < E_c = 1/23$$

در این وضعیت بعد از رفع انسداد عمق جریان در مقطع روی برآمدگی برابر عمق بحرانی و انرژی مخصوص نیز انرژی مخصوص بحرانی خواهد بود.

$$y_2 = y_c = 0/82m$$

$$E_2 = E_c = 1/23m$$

انرژی مخصوص بعد از رفع انسداد جریان در مقطع پیش از برآمدگی کف کانال را می توان طبق رابطه زیر به دست آورد.

$$E'_1 = E_2 + \Delta z = 1/23 + 0/5 = 1/73m$$

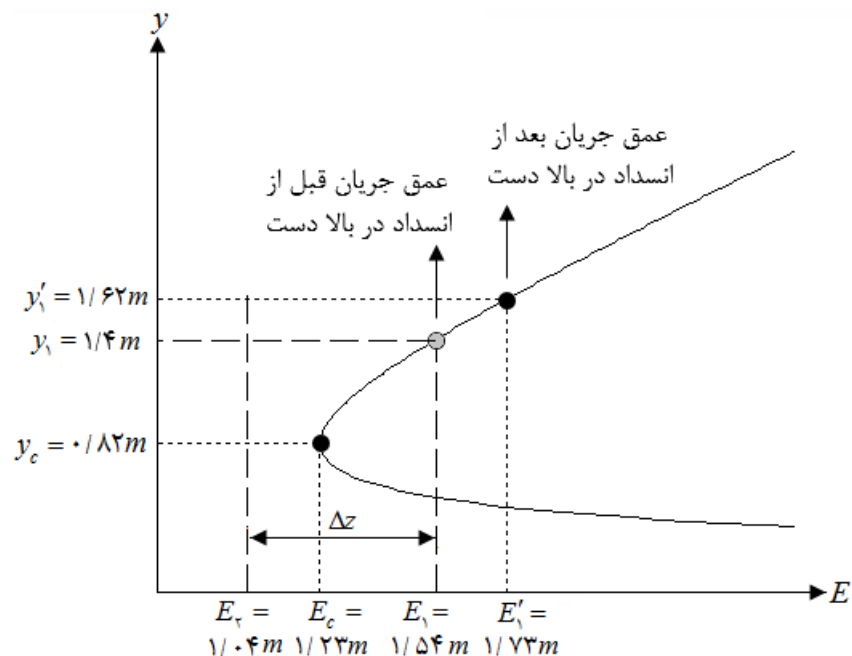
که در این رابطه E'_1 انرژی مخصوص مقطع اول بعد از رفع انسداد می باشد.
با توجه به معادله انرژی مخصوص خواهیم داشت:

$$E'_1 = y'_1 + \frac{q^2}{2gy'^3_1} \rightarrow 1/73 = y'_1 + \frac{(3/5 \div 1/5)^2}{2 \times 9/81 \times y'^3_1}$$

در این رابطه y'_1 عمق جریان در مقطع اول و پس از رفع انسداد می باشد. با حل معادله بالا خواهیم داشت:

$$y'_1 = 1/62m$$

شرایط جریان برای این مساله بر روی منحنی انرژی مخصوص مربوط به مقطع در شکل (۲-۱۷) ترسیم شده است. لازم به ذکر است پس از برآمدگی، جریان فوق بحرانی به وجود می آید که عمق آن با



شکل ۱۷-۲ بررسی وضعیت انسداد جریان با استفاده از منحنی انرژی مخصوص برای مساله ۲-۵.

عمق جریان پس از رفع انسداد اعماق متناوب هستند. در واقع می توان گفت در مسائلی که جریان در بالا دست زیر بحرانی باشد و در اثر انسداد عمق بحرانی ایجاد شود پس از مقطع بحرانی جریان به حالت فوق بحرانی تبدیل می شود ولی در مسائلی که انسداد رخ نمی دهد وضعیت جریان قبل و بعد از بالا آمدگی بستر و یا فرو افتادگی آن زیر بحرانی می باشد.

مساله ۲-۶: اگر دبی عبوری از یک کانال مستطیلی ۴ متر مکعب بر ثانیه باشد با فرض آنکه عمق جریان ۱/۹ متر و عرض کف کانال ۱/۲ متر باشد عمق جریان در محلی که عرض کف کانال به ۰/۶ متر می رسد چقدر خواهد بود.

با محاسبه عدد فروود مقطع اول مشخص می شود جریان زیر بحرانی می باشد.

$$F_{r1} = \sqrt{\frac{Q^3 T}{g A^3}} = \sqrt{\frac{4^3 \times 1/2}{9.81 \times (1/9 \times 1/2)^3}} = 0.4$$

انرژی مخصوص مقطع اول برابر است با:

$$E_1 = 1/9 + \frac{(4 \div 1/2)^2}{2 \times 9/81 \times 1/9^2} = 2/0.57m$$

در مقطع تنگ شده انرژی مخصوص بدون تغییر باقی می ماند:

$$E_1 = E_2 = 2/0.57m$$

حداقل انرژی مخصوص مقطع دوم برابر است با:

$$y_{c2} = \sqrt[3]{\frac{q_2^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(4 \div 0/6)^2}{9/81}} = 1/654m \rightarrow E_{c2} = \frac{3}{2} y_{c2} \rightarrow E_{c2} = \frac{3}{2} \times 1/654 = 2/48m$$

انرژی مخصوص مقطع دوم از انرژی مخصوص حداقلی مقطع دوم که برای عبور جریان نیاز است کمتر است ($E_2 = 2/0.57 < E_{c2} = 2/48$) بنابراین در مقطع تنگ شده انسداد هیدرولیکی روی می دهد. بعد از رفع انسداد عمق جریان در مقطع دوم عمق بحرانی مقطع دوم خواهد بود و انرژی مخصوص آن انرژی مخصوص بحرانی این مقطع خواهد بود.

$$y_2 = y_{c2} = 1/654m$$

$$E_2 = E_{c2} = 2/48m$$

انرژی مخصوص مقطع اول بعد از رفع انسداد برابر است با:

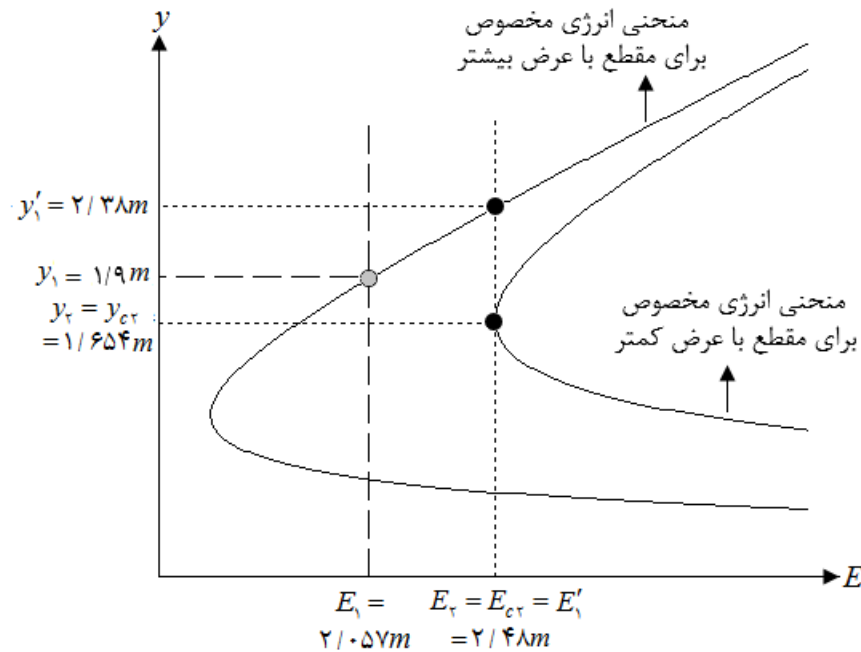
$$E'_1 = E_2 = 2/48m$$

با حل معادله زیر عمق جریان بعد از رفع انسداد به دست می آید:

$$E'_1 = y'_1 + \frac{q_1^2}{2g \times y_1'^3} \rightarrow 2/48 = y'_1 + \frac{(4 \div 1/2)^2}{2 \times 9/81 \times y_1'^3} \rightarrow y'_1 = 2/38m$$

نحوه تغییر عمق در این مساله در شکل (۲-۱۸) ترسیم شده است.

مساله ۲-۷: یک کانال مستطیلی با عرض کف ۲ متر و عمق جریان ۱/۷ متر دبی ۴ متر مکعب بر ثانیه را از خود عبور می دهد. در یک مقطع مشخص ارتفاع برآمدگی در کف کانال چقدر باشد تا عمق جریان قبل از محل برآمدگی ۱۰ درصد افزایش یابد.



شکل ۲-۱۸ بررسی وضعیت انسداد جریان با استفاده از منحنی انرژی مخصوص برای مساله ۲-۶.

با توجه به اینکه عمق جریان قبل از محل برآمدگی افزایش یافته است می توان نتیجه گرفت که در محل برآمدگی انسداد رخ داده است. در این صورت در محل برآمدگی عمق جریان بحرانی خواهد بود بنابراین:

$$y_c = y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{(4 \div 2)^2}{9/81}} = 0.74 \text{ m}$$

$$E_c = E_{cr} = 1/5 \times 0.74 = 1/11 \text{ m}$$

با توجه به این که عمق جریان از عمق بحرانی محاسبه شده بیشتر است بنابراین جریان زیر بحرانی میباشد. عمق جریان بعد از رفع انسداد در مقطع اول پیش از برآمدگی با توجه به ۱۰ درصد افزایش برابر است:

$$y_1 = 1/11 \times 1.1 = 1/187 \text{ m}$$

انرژی مخصوص در مقطع اول بعد از رفع انسداد با توجه به عمق جریان برابر خواهد بود با:

$$E_1 = 1/87 + \frac{(4 \div 2)^2}{2 \times 9/81 \times 1/87^2} = 1/93$$

با توجه به تعریف انرژی مخصوص خواهیم داشت:

$$E_1 = E_2 + \Delta z = 1/11 + \Delta z$$

با ترکیب دو معادله بالا میزان ارتفاع برآمدگی به دست می آید.

$$\Delta z = E_1 - E_2 = 1/93 - 1/11 = 0/82m$$

مساله ۲-۸: عمق، دبی و عرض کف برای یک کانال مستطیلی به ترتیب برابر ۱/۱ متر، ۳/۸ متر مکعب بر ثانیه و ۲/۲ متر می باشد. به ازای مقادیر مختلف فرو افتادگی و یا برآمدگی کف کانال منحنی تغییرات عمق جریان در محل پیش از تغییر ارتفاع کف و بر روی محل تغییر کف کانال را ترسیم کنید. عمق بحرانی و انرژی مخصوص حداقل جریان برابر است با:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{(3/8 \div 2/2)^2}{9/81}} = 0/6728m$$

$$E_c = 1/5 \times 0/67 = 1/0091m$$

با مقایسه عمق جریان با عمق بحرانی مشخص می شود که جریان در کانال در حالت زیر بحرانی می باشد. انرژی مخصوص جریان برابر است با:

$$E_1 = 1/1 + \frac{(3/8 \div 2/2)^2}{2 \times 9/81 \times 1/1^2} = 1/2257m$$

اگر ارتفاع کف کانال به میزان بیش از اختلاف انرژی مخصوص جریان و انرژی مخصوص بحرانی بالا بیاید انسداد جریان خواهیم داشت. یعنی می توان گفت:

$$\Delta z > E_1 - E_c = 1/2257 - 1/0091 = 0/2166m$$

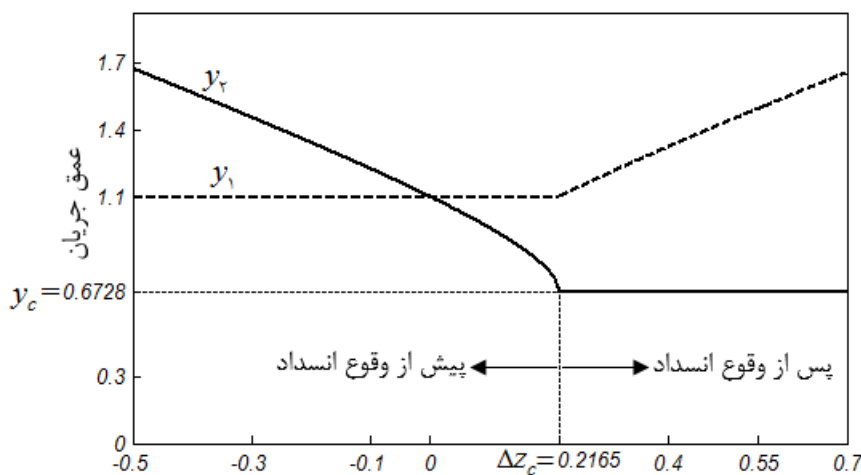
به ازای مقادیر مختلف فرو افتادگی و مقادیر برآمدگی کف کانال کمتر از ۰/۲۱۶۵ متر انسداد رخ نمی دهد و عمق جریان در مقطع اول پیش از برآمدگی برابر ۱/۱ باقی می ماند و عمق در محل تغییر ارتفاع کف یا همان مقطع دوم با اعمال معادله بقای انرژی به دست می آید. هنگامی که ارتفاع برآمدگی

بیش از 0.2165 باشد انسداد رخ می دهد و در مقطع دوم عمق بحرانی 0.6728 متری تشکیل شده و با اعمال معادله بقای انرژی برای مقطع اول عمق جریان پیش از برآمدگی به دست می آید. این محاسبات به ازای مقادیر مختلف تغییر ارتفاع کف انجام شده است و نتایج تغییر عمق مقاطع اول و دوم در شکل (۲-۱۹) ترسیم شده است. لازم به ذکر است که فرو افتادگی کف با مقادیر منفی در محور افقی این شکل نشان داده شده است.

محاسبات این مساله با توجه به این که به ازای مقادیر مختلف تغییر ارتفاع کف کانال در تکرارهای زیاد باید صورت گیرد توسط نرم افزار Matlab انجام شده است. میتوان از دستور `fzero` مطابق مساله (۲-۲) این مساله را حل کرد ولی زمان محاسباتی نسبتاً زیادی را به خود اختصاص می دهد. راه حل دیگر استفاده از توابع درون یابی این نرم افزار می باشد.

از آنجائیکه جریان زیر بحرانی است به ازای مقادیر مختلف عمق بیشتر از عمق بحرانی تا محدوده مشخصی متغیری به نام y برای نرم افزار تعریف می شود. مقادیر انرژی مخصوص با توجه به اطلاعات مساله به ازای تمامی اعماق ذخیره شده در متغیر y به دست آمده و در متغیری به نام E ذخیره می شود. یک تابع مناسب به مقادیر y و E برازش می شود. یکی از توابع کارآمد برای برازش، توابع چند جمله ای اسپیلاین می باشد که طبق دستور زیر این برازش صورت می گیرد و اطلاعات برازش در متغیری به نام f ذخیره می شود.

$$f = \text{fit}(E, y, 'smoothing\text{spline}')$$



شکل ۲-۱۹ تغییر عمق جریان به ازای تغییر ارتفاع کف کانال برای مساله ۲-۸.

به ازای مقادیر مختلف انرژی مخصوص می توان عمق متناظر با انرژی مخصوص مورد نظر را با دستور زیر به دست آورد.

$$\text{eval}(f, E_0)$$

که E_0 انرژی مخصوصی است که عمق متناظر با آن هدف حل مساله می باشد. با استفاده از این دستورات میتوان به سادگی به ازای مقادیر مختلف تغییر ارتفاع کف و انرژی مخصوص متناظر با آن عمق جریان را به دست آورد. اگر این دستورات در یک حلقه به تعداد مورد نظر قرار داده شود عمق های مختلف در اثر تغییرات ارتفاع کف را به دست آورد.

مساله ۲-۹: عرض یک کانال مستطیلی $۱/۶$ متر و دبی جریان $۳/۵$ متر مکعب بر ثانیه می باشد. با فرض آنکه عمق جریان $۱/۲۵$ متر باشد به ازای تغییرات مختلف عرض کانال در یک مقطع مشخص تغییر عمق جریان را ترسیم کنید.

انرژی مخصوص در مقطع اول برابر است با:

$$E_1 = 1/25 + \frac{(3/5 \div 1/6)^2}{2 \times 9.81 \times 1/25} = 1/40.61 \text{ m}$$

با توجه به عدم تغییر ارتفاع کف کانال انرژی مخصوص در مقطع دوم در محل تغییر عرض کانال با انرژی مخصوص در مقطع اول یکسان خواهد بود.

$$E_2 = E_1 = 1/40.61$$

اگر عرض کانال به اندازه ای کاهش یابد که این انرژی مخصوص با انرژی مخصوص بحرانی مقطع مورد نظر برابر شود آنگاه در مرز انسداد خواهیم بود و با کاهش بیشتر عرض کانال انسداد جریان اتفاق می افتد. حداکثر عرض کانال بدون وقوع انسداد در مقطع دوم را با b_c نشان می دهیم که با توجه به روابط زیر به دست می آید.

$$E_2 = E_{c2} = \frac{3}{2} \times y_{c2} = 1/40.61$$

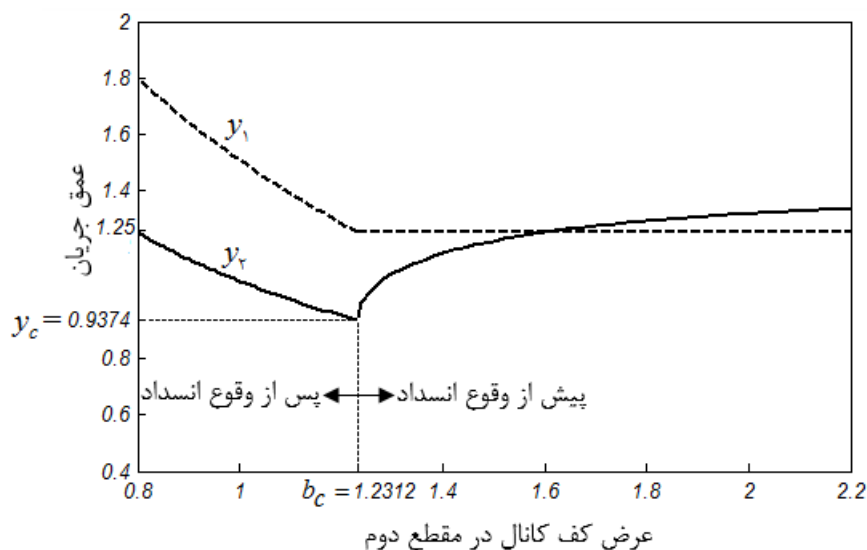
از رابطه بالا عمق بحرانی مقطع دوم به دست می آید که برابر خواهد بود با:

$$y_{c2} = 0.9374 \text{ m}$$

عرض کانال که عمق بحرانی متناظر با این عمق را ایجاد می کند برابر خواهد بود با:

$$y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{(Q/b_c)^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(3/5 \div b_c)^2}{9/81}} = 0.9374m \rightarrow b_c = 1.2312m$$

بدیهی است که اگر عرض کانال از این مقدار کمتر شود انسداد جریان رخ می دهد. به ازای مقادیر مختلف عرض کانال در مقطع دوم بین ۰/۸ تا ۲/۲ متر تغییر عمق جریان در مقطع اول و دوم با اعمال معادله بقای انرژی و استفاده از نرم افزار Matlab به دست می آید. نتایج این محاسبات در شکل (۲-۲۰) ارائه شده است. همانطور که در شکل مشخص است به ازای مقادیر عرض کف بیشتر از ۱/۲۳۱۲ متر در مقطع دوم انسداد جریان رخ نمی دهد. در این شرایط عمق جریان در مقطع اول در مقدار ۱/۲۵ متر ثابت باقی مانده و عمق جریان در مقطع دوم با کاهش عرض کانال کاهش می یابد. هنگامی که عرض کانال از مقدار ۱/۲۳۱۲ متر کمتر شود انسداد جریان رخ می دهد و در مقطع دوم، عمق جریان بحرانی و برابر ۰/۹۷۳۴ متر خواهد بود. هر چه کانال تنگتر شود انسداد شدیدتری رخ داده و همچنان وضعیت بحرانی در مقطع دوم شکل می گیرد با این تفاوت که میزان عمق بحرانی نیز افزایش می یابد. عمق جریان در مقطع اول نیز در اثر این انسداد افزایش می یابد.



شکل ۲-۲۰ تغییر عمق جریان به ازای تغییرات عرض کانال برای مساله ۲-۹.

۲-۶ عمق بحرانی^۴

جریان در حالت بحرانی دارای ویژگیهای خاصی می باشد که از اهمیت ویژه ای در جریان در کانالهای باز برخوردار می باشد. این ویژگی ها عبارتند از:

- الف- جریان در حالت بحرانی دارای عدد فرود برابر ۱ می باشد.
 - ب- با لحاظ کردن عدد فرود ۱ رابطه ای بین عمق بحرانی و دبی جریان به دست می آید که از طریق این رابطه و اندازه گیری عمق بحرانی به راحتی می توان دبی جریان را به دست آورد. این ویژگی معمولاً در اندازه گیری دبی مورد استفاده قرار می گیرد.
 - ج- به ازای یک دبی مشخص همانطور که پیش از این اشاره شد حداقل انرژی مخصوص برای هر مقطع در عمق بحرانی اتفاق می افتد.
 - د- به ازای یک انرژی مخصوص مشخص حداکثر دبی در عمق بحرانی اتفاق می افتد.
- با توجه به این ویژگی ها و برخی ویژگی های دیگر که در موقع مناسب به آن اشاره خواهد شد محاسبه عمق بحرانی برای مقاطع گوناگون از اهمیت ویژه ای برخوردار می باشد. در این بخش نحوه محاسبه عمق بحرانی برای کانالهای مستطیلی، مثلثی، دوزنقه ای و دایره ای ارائه خواهد شد. برای هر مقطع دلخواه دیگر نیز با تغییر اندکی از شیوه های ارائه شده می توان استفاده کرد.

۲-۶-۱ کانال مستطیلی

معادله اصلی برای محاسبه عمق بحرانی همان عدد فرود برابر ۱ می باشد. همانطور که پیش از آن بیان شد عدد فرود را می توان طبق معادله زیر تعریف نمود.

$$F_r = \sqrt{\frac{Q^3 T}{g A^3}}$$

برای یک کانال مستطیلی با عرض کف b که دبی Q را از خود عبور می دهد با اعمال عدد فرود ۱ در رابطه بالا خواهیم داشت:

$$\sqrt{\frac{Q^3 T}{g A^3}} = 1 \rightarrow \sqrt{\frac{Q^3 b}{g b^3 y_c^3}} = 1 \rightarrow y_c = \sqrt[3]{\frac{q^3}{g}}$$

که q دبی در واحد عرض کانال می باشد.

⁴ Critical Depth

۲-۶-۲ کانال مثلثی

برای یک کانال مثلثی با شیب جانبی m با اعمال عدد فرود ۱ خواهیم داشت:

$$\sqrt{\frac{Q^3 T}{g A^3}} = 1 \rightarrow \sqrt{\frac{Q^3 (2 m y_c)}{g m^3 y_c^3}} = 1 \rightarrow y_c = \sqrt[3]{\frac{2 Q^3}{g m^3}} \quad (34-2)$$

کانال مستطیلی و مثلثی تنها مقاطعی هستند که برای عمق بحرانی در آنها رابطه صریح وجود دارد.

۲-۶-۳ کانال دوزنقه‌ای

برای کانال دوزنقه‌ای با عرض کف b و شیب جانبی m با لحاظ کردن عدد فرود ۱ خواهیم داشت:

$$\sqrt{\frac{Q^3 T}{g A^3}} = 1 \rightarrow \sqrt{\frac{Q^3 (b + 2 m y_c)}{g (b y_c + m y_c^2)^3}} = 1 \quad (35-2)$$

از رابطه بالا نمی‌توان یک رابطه صریح برای محاسبه عمق بحرانی برای کانال دوزنقه‌ای مانند کانال مستطیلی و مثلثی پیدا کرد. برای حل معادله بالا می‌توان از فرآیند سعی و خطا با همان شیوه‌ای که برای حل معادله انرژی مخصوص اشاره شد استفاده کرد. برای یک کانال دوزنقه‌ای با عرض کف برابر با یک کانال مستطیلی که دبی یکسانی از خود عبور می‌دهند به خاطر شیب جانبی کانال دوزنقه‌ای بدیهی است که عمق بحرانی کانال دوزنقه‌ای کمتر از کانال مستطیلی می‌باشد. این شرایط برای فرآیند سعی و خطا برای به دست آوردن عمق بحرانی کانال دوزنقه‌ای کمک قابل توجهی می‌کند. به عبارت دیگر می‌توان گفت:

$$y_c < \sqrt[3]{\frac{(Q/b)^3}{g}} \quad (36-2)$$

در این معادله b عرض کف کانال دوزنقه‌ای می‌باشد.

مساله ۲-۱۰: عمق بحرانی برای یک کانال دوزنقه‌ای که دبی $4/5$ متر مکعب بر ثانیه را از خود عبور می‌دهد در صورتی که عرض کف آن $2/5$ متر و شیب جانبی آن $m = 1$ باشد را به دست آورید.
با حل معادله زیر که در واقع با لحاظ کردن عدد فرود برابر ۱ لحاظ شده است عمق بحرانی کانال دوزنقه‌ای به دست می‌آید.

$$\frac{4/5^2(2/5+2 \times 1 \times y_c)}{9/81 \times (2/5 y_c + 1 \times y_c^2)^3} = 1$$

تابعی مانند $F(y_c)$ طبق معادله زیر تعریف می شود که عمق بحرانی کانال دوزنقه ای مورد نظر ریشه این معادله می باشد.

$$F(y_c) = \frac{4/5^2(2/5+2 \times 1 \times y_c)}{9/81 \times (2/5 y_c + 1 \times y_c^2)^3} - 1$$

با فرآیند سعی و خطا به راحتی می توان ریشه معادله بالا را به دست آورد. تنها باید به این نکته توجه کرد که عمق بحرانی کانال دوزنقه ای مورد نظر از عمق بحرانی یک کانال مستطیلی با عرض کف و دبی یکسان کمتر می باشد بنابراین:

$$y_c < \sqrt[3]{\frac{(Q/b)^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(4/5 \div 2/5)^2}{9/81}} = 0/69m$$

در فرآیند سعی و خطا عمق بحرانی حدسی اولیه برای کانال دوزنقه ای را مطابق جدول (۲-۲) کمتر از ۰/۶۹ باید در نظر گرفت. عمق بحرانی این کانال دوزنقه ای با دقت قابل قبولی در حدود ۰/۶۳۲ متر به دست آمده است که کمتر از عمق بحرانی کانال مستطیلی با عرض کف برابر می باشد. با استفاده از نرم افزار Matlab و دستور زیر نیز می توان معادله مورد نظر را حل کرد:

```
>> syms yc
```

```
>> solve(4.5^2*(2.5+2*I*yc)/(9.81*(2.5*yc+1*yc^2)^3)-1)
```

این معادله دارای ۶ جواب می باشد که تنها یکی از آنها بزرگتر از صفر می باشد که جواب واقعی مساله می باشد که برابر است با:

جدول ۲-۲ فرآیند سعی و خطا برای پیدا کردن عمق بحرانی مساله ۱۰-۲.

y_c	$F(y_c)$	
۰/۶۷	-۰/۱۷۲۷	مقدار $F(y_c)$ فاصله زیادی با صفر دارد
۰/۶۵	-۰/۰۸۶۲	
۰/۶۳	+۰/۰۱۲۳	
۰/۶۳۲	+۰/۰۰۱۸	مقدار $F(y_c)$ به اندازه کافی به صفر نزدیک شده است

عمق حدسی اولیه کوچکتر از ۰/۶۹ می باشد ←

جواب مساله با دقت بالا با توجه به مقدار کم $F(y_c)$ ←

نتایج هردو روش به هم نزدیک می باشند. لازم به ذکر است که با استفاده از دستور `fzero` در Matlab نیز می توان این معادله را حل کرد.

از طریق نمودار نیز می توان بدون حل هیچ گونه معادله ای عمق بحرانی را برای هر کانال دوزنقه‌ای

به دست آورد. برای این منظور معادله متناظر با عدد فرود ۱ مد نظر قرار می گیرد.

$$\sqrt{\frac{Q^r T}{g A^r}} = 1 \rightarrow \sqrt{\frac{Q^r (b + 2my_c)}{g (by_c + my_c^r)}} = 1 \quad (37-2)$$

معادله فوق را می توان به شکل معادله بعد نوشت:

$$\sqrt{\frac{Q^r}{g}} = \sqrt{\frac{(by_c + my_c^r)}{(b + 2my_c)}} \quad (38-2)$$

پارامتری مانند y' طبق معادله زیر تعریف می شود.

$$y' = \frac{my_c}{b} \quad (39-2)$$

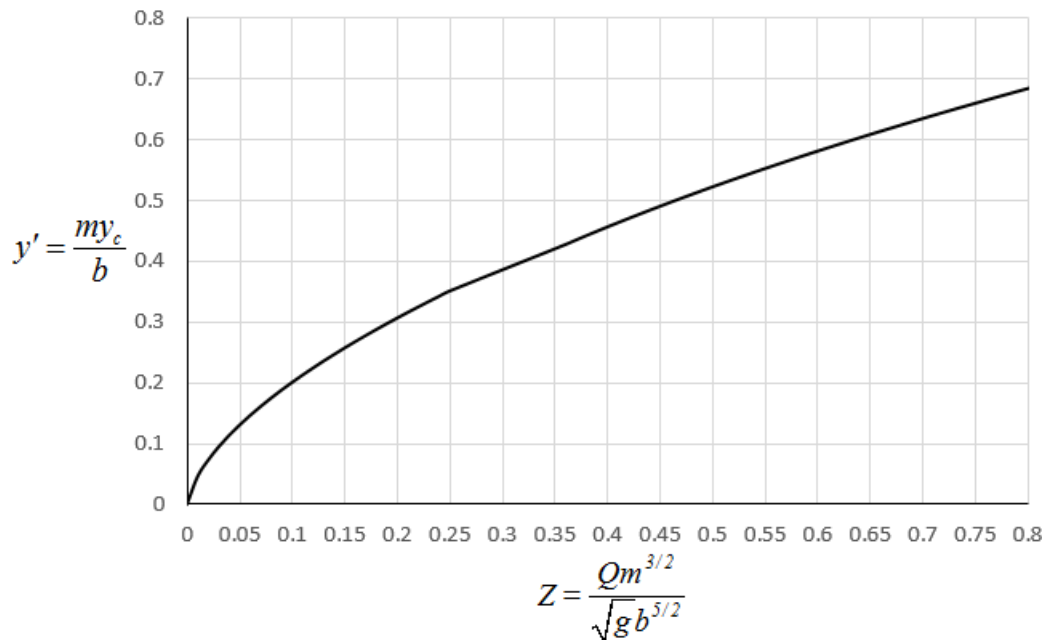
با ترکیب این دو معادله بالا خواهیم داشت:

$$\frac{Qm^{r+2}}{\sqrt{g}b^{\Delta+2}} = \frac{(y'(1+y'))^{r+2}}{(1+2y')^{1+2}} \quad (40-2)$$

عبارت سمت چپ معادله بالا را می توان فاکتور سطح برای کانال دوزنقه‌ای نامگذاری نمود.

$$Z = \frac{Qm^{r+2}}{\sqrt{g}b^{\Delta+2}} \rightarrow Z = \frac{(y'(1+y'))^{r+2}}{(1+2y')^{1+2}} \quad (41-2)$$

با به دست آوردن عمق بحرانی به ازای Z های مختلف می توان نمودار شکل (۲-۲۱) را ترسیم نمود که از طریق آن می توان عمق بحرانی برای کانال دوزنقه‌ای را به دست آورد. نحوه استفاده از این نمودار بدین شکل است که به ازای دبی، عرض کف و شیب جانبی می توان فاکتور سطح را بدست آورده و از طریق آن و نمودار مورد نظر می توان y' و سپس عمق بحرانی (y_c) را برای شرایط موجود به دست آورد [۲۱].



با برآزش منحنی شکل نمودار ۲۱، نمودار محاسبه عمق بحرانی، برای کانال دوزنقه ای با ضریب همبستگی ۱ با دقت بسیار بالا به دست می آید که بهترین شیوه برای به دست آوردن عمق بحرانی برای هر کانال دوزنقه ای می باشد.

$$y_c = \frac{b}{m} (0.115Z^{0.592} - 0.07826) \quad Z \leq 0.3$$

$$y_c = \frac{b}{m} (0.9596Z^{0.4372} - 0.1876) \quad Z > 0.3 \quad (42-2)$$

در ادامه برای مسائل مختلف عمق بحرانی با حل مستقیم معادله مربوط به دست می آید و با نتایج به دست آمده از این معادله مقایسه خواهد شد.

مساله ۲-۱۱: برای کانال دوزنقه ای مساله قبل با استفاده از نمودار، عمق بحرانی را به دست آورید.
ابتدا فاکتور سطح محاسبه می شود:

$$Z = \frac{Qm^{3/2}}{\sqrt{g}b^{5/2}} = \frac{4/5 \times 1^{(3/2)}}{\sqrt{9/81 \times 2/5}^{(5/2)}} = 0.145$$

به ازای فاکتور سطح به دست آمده مقدار y' از روی نمودار حدود $0/25$ به دست می آید. با توجه به معادله (۳۹-۲) عمق بحرانی $0/625$ متر به دست می آید که به مقدار به دست آمده در مساله قبل که $0/6322$ متر می باشد بسیار نزدیک می باشد.

مساله ۲-۱۲: برای کانال دوزنقه ای مساله قبل عمق بحرانی را با توجه به معادله (۴۲-۲) به دست آورید.

مقدار فاکتور سطح با توجه به مساله قبل $Z = 0/145$ می باشد که با استفاده از ضابطه اول معادله (۴۲-۲)، عمق بحرانی برابر خواهد بود با:

$$y_c = \frac{b}{m} (0/815 Z^{0/592} - 0/007826) = \frac{2/5}{1} (0/815 \times 0/145^{0/592} - 0/007826) = 0/631 \text{ m}$$

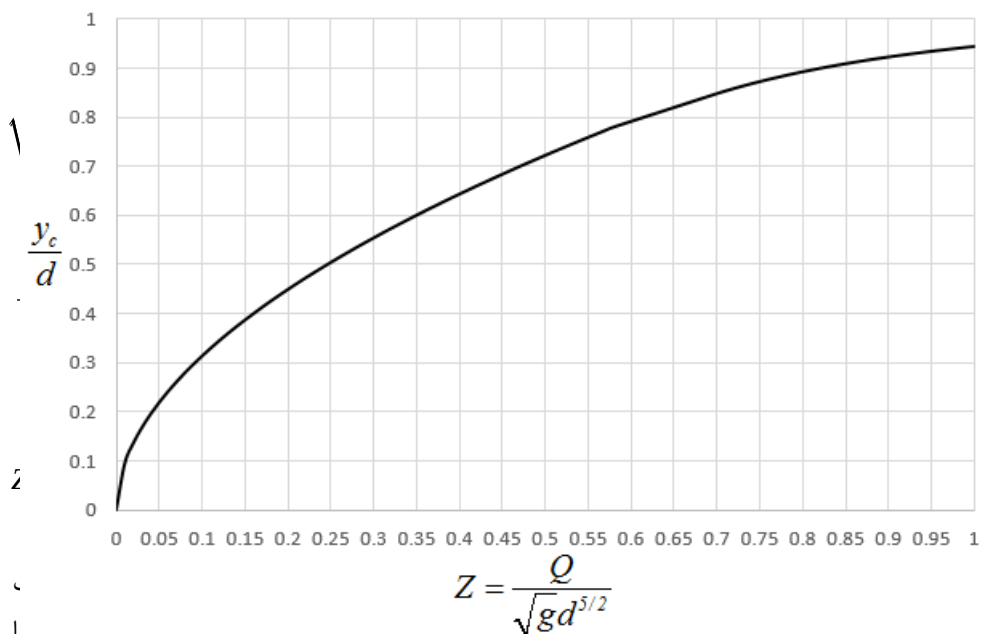
مقدار به دست آمده برای عمق بحرانی با نتایج روشهای قبلی بسیار به هم نزدیک می باشد. با توجه به سادگی و دقت معادله ارائه شده استفاده از این روش مناسب تر می باشد.

۲-۶-۴ کانال دایره ای

جریان در یک کانال با مقطع دایره ای که کاملاً پر نباشد جزء جریان های سطح آزاد محسوب می شود. مطابق جدول (۵-۱) برای یک کانال دایره ای با قطر d ، عمق y و زاویه θ عمق جریان، عرض سطح آزاد و سطح مقطع جریان بر حسب زاویه θ طبق معادلات زیر بیان می شود.

$$\begin{aligned} y &= \frac{d}{2} (1 - \cos(\theta / 2)) \\ \theta &= 2 \cos^{-1} (1 - \frac{2y}{d}) \\ T &= d \sin(\theta / 2) \\ A &= (\theta - \sin(\theta)) d^2 / 8 \end{aligned} \quad (43-2)$$

رابطه عمق بحرانی برای کانال دایره ای با توجه به معادله قبلی برابر است با:



شکل ۲-۲۲ نمودار محاسبه عمق بحرانی برای کانالهای دایره ای [۲۱]. از طریق این نمودار ترسیم Z_c در برابر y_c/d نمودار مطابق شکل (۲-۲۳) به دست می آید [۲۱]. اگر دبی جریان و قطر لوله مشخص باشد می توان فاکتور سطح را به دست آورد و در نهایت عمق بحرانی جریان را تخمین زد. می توان به منحنی شکل (۲-۲۴) یک نمودار برازش داد. معادله دو ضابطه ای زیر که دارای ضریب همبستگی ۱ می باشد می تواند به راحتی برای محاسبه عمق بحرانی استفاده شود.

$$\begin{aligned} y_c &= (1/0.31Z^{1/5.19} + 0/0.1675)d & Z < 0.635 \\ y_c &= (-0/0.8759Z^{-2/0.73} + 1/0.35)d & 0.635 < Z < 1.65 \end{aligned} \quad (2-47)$$

مساله ۲-۱۳: برای یک کانال دایره ای با قطر ۱/۵ متر اگر دبی جریان ۳ متر مکعب بر ثانیه باشد عمق بحرانی را به دست آورید.
ابتدا فاکتور سطح به ازای دبی و قطر کانال به دست می آید.

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{gd^{5/2}}} = \frac{3}{\sqrt{9.81 \times 1/5^{5/2}}} = 0.348$$

با توجه به مقدار Z از طریق نمودار و با توجه به قطر کانال عمق بحرانی در حدود $0/9$ متر به دست می آید.

مساله ۲-۱۴: برای کانال مساله قبل عمق بحرانی را با استفاده از معادله (۲-۴۷) به دست آورید. به ازای مقدار فاکتور سطح محاسبه شده در مساله قبل عمق بحرانی برابر خواهد بود با:

$$Z = 0/348 \rightarrow y_c = (1/0.31 \times 0/348^{0.519} + 0/0.1675) \times 1/5 = 0/8967m$$

مقدار محاسبه شده عمق بحرانی با نتیجه به دست آمده از نمودار مطابقت خوبی دارد. استفاده از این معادله بهترین روش برای محاسبه عمق بحرانی برای هر کانال دایره ای می باشد. تنها توجه به این نکته ضروری است که این معادله برای مقادیر $Z < 1/165$ معتبر است. برای مقادیر بیشتر Z ، عمق بحرانی محاسبه شده بیشتر از قطر لوله خواهد بود که امکان پذیر نمی باشد.

۲-۷ تحلیل جریان در اثر ترکیب تغییرات ارتفاع بستر کانال و تغییر شکل مقطع کانال

در بخش های پیش چند مساله با شرایط مختلف تغییر ارتفاع بستر و یا تغییر عرض کانال مورد بررسی قرار گرفت که در تمامی موارد کانالهای با مقطع مستطیلی مد نظر بودند. در این بخش مسائل نسبتاً پیچیده تر مورد بررسی قرار می گیرند که هم تغییر ارتفاع بستر و هم تغییر شکل مقطع برای

مقاطع گوناگون در آنها اتفاق میافتد. حل اینگونه مسائل نیز به سادگی توسط مفهوم انرژی مخصوص صورت می گیرد. نکته قابل توجه این است که مفهوم انرژی مخصوص برای حل مسائل مختلف کفایت می کند و استفاده از منحنی های انرژی مخصوص تنها برای سطوح مقدماتی ضرورت دارد. تنها باید به این نکته توجه کرد که وضعیت جریان در هر دو مقطعی که تغییری در طی آن اتفاق می افتد یا هر دو زیر بحرانی و یا هر دو فوق بحرانی خواهد بود.

مساله ۲-۱۵: در یک کانال دوزنقه ای با عرض کف ۲ متر با شیب جانبی ۱ اگر عمق جریان ۱/۵ متر و دبی جریان ۵ متر مکعب بر ثانیه باشد در صورتی که در مقطعی کف کانال ۰/۱۵ متر بالا بیاید عمق جریان در این مقطع را بیابید (شکل (۲-۲۳)).

ابتدا وضعیت جریان با عدد فرود بررسی می شود. برای یک کانال دوزنقه ای با توجه به معادلات مربوط به سطح مقطع و عرض سطح آزاد خواهیم داشت.

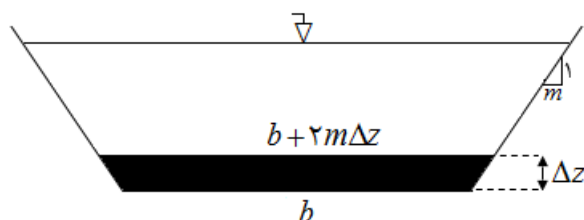
$$F_r = \sqrt{\frac{Q^3 T}{g A^3}} = \sqrt{\frac{Q^3 (b + 2my)}{g (by + my^3)}} = \sqrt{\frac{3^3 \times (2 + 2 \times 1 \times 1/5)}{9/81 \times (2 \times 1/5 + 1 \times 1/5^3)}} = 0.178$$

انرژی مخصوص جریان برای کانال دوزنقه ای برابر است با:

$$E_1 = y_1 + \frac{Q^2}{2g(b y_1 + m y_1^3)} = 1/5 + \frac{5^2}{2 \times 9/81 \times (2 \times 1/5 + 1 \times 1/5^3)} = 1/55 m$$

انرژی مخصوص در مقطع دوم یا بر روی برآمدگی برابر است با:

$$E_2 = E_1 - \Delta z = 1/55 - 0/15 = 1/4 m$$



شکل ۲-۲۳ افزایش ارتفاع کف کانال دوزنقه ای برای مساله ۲-۱۵.

با افزایش ارتفاع کف کانال در مقطع دوزنقه‌ای عرض کف تغییر می‌کند. با توجه به شکل (۲-۲۳) میتوان گفت اگر کف کانال به اندازه Δz بالا بیاید عرض کف کانال دوزنقه‌ای با شیب جانبی m به اندازه $2m\Delta z$ افزایش می‌یابد.

معادله مربوط به انرژی مخصوص مقطع دوم با توجه به تغییر عرض کف کانال عبارت است از:

$$E_2 = 1/2 = y_2 + \frac{Q^2}{2g((b+2m\Delta z)y_2 + my_2^2)^2}$$

$$= y_2 + \frac{\delta^2}{2 \times 9.81 \times ((2 + 2 \times 1 \times 0.15)y_2 + 1 \times y_2^2)^2}$$

با حل این معادله و در نظر گرفتن شرایط زیر بحرانی جریان، عمقی که شرایط زیر بحرانی را دارد پاسخ واقعی مساله می‌باشد که برابر است با $y_2 = 1.347m$.

مساله ۲-۱۶: برای جریان مثال قبلی تعیین کنید کف کانال حداقل چقدر بالا بیاید تا انسداد جریان اتفاق بیافتد.

حداقل ارتفاع برآمدگی کف که باعث انسداد جریان می‌شود از معادله زیر به دست می‌آید.

$$E_1 - \Delta z_c = E_{c2} = y_{c2} + \frac{D_{c2}}{2} = y_{c2} + \frac{A_{c2}}{2T_{c2}} \quad (2-48)$$

در این معادله E_1 انرژی مخصوص مقطع اول، y_{c2} عمق بحرانی، D_{c2} عمق هیدرولیکی، A_{c2} سطح مقطع و T_{c2} عرض سطح آزاد مقطع دوم یا مقطع روی برآمدگی می‌باشد. Δz_c حداقل ارتفاع برآمدگی برای انسداد جریان می‌باشد. معادله بالا را می‌توان به شکل زیر نوشت.

$$\Delta z_c = E_1 - y_{c2} - \frac{A_{c2}}{2T_{c2}} \quad (2-49)$$

در حل این مساله باید به این نکته توجه کرد که با افزایش ارتفاع کف کانال عرض کف مقطع دوزنقه‌ای نیز تغییر می‌کند. تحت این شرایط برای محاسبه عمق بحرانی مقطع دوم (y_{c2}) نیاز به Δz_c میباشد که خود مجهول مساله می‌باشد. حل مساله با این شرایط با یک فرآیند سعی و خطا امکان پذیر میباشد بدین صورت که یک مقدار اولیه برای Δz_c حدس زده و با لحاظ کردن آن عرض کف کانال در مقطع دوم به دست می‌آید. با این عرض کف و دیگر ویژگیهای هندسی کانال و همچنین دبی جریان،

عمق بحرانی در مقطع دوم که انسداد در آن رخ می دهد محاسبه می شود. با استفاده از عمق بحرانی محاسبه شده و همچنین انرژی مخصوص مقطع اول، Δz_c جدید با استفاده از معادله (۲-۴۹) به دست می آید. اگر مقدار جدید به دست آمده Δz_c تفاوت چندانی با Δz_c فرض شده نداشت این بدان معناست مقدار محاسبه شده عمق بحرانی درست بوده و نیاز به ادامه محاسبه نمی باشد. در غیر این صورت همین فرآیند برای Δz_c به دست آمده تکرار شده تا زمانی که تفاوت دو مقدار Δz_c در دو تکرار متوالی به اندازه کافی کوچک شود. در جدول (۲-۳) چنین فرآیندی صورت گرفته است و مشاهده می شود بعد از ۵ تکرار مقدار تغییرات Δz_c بسیار اندک بوده و بنابراین با دقت مناسب حدود ۰/۷۳۹ تخمین زده می شود.

مساله ۲-۱۷: برای مثال قبلی اگر کف کانال به اندازه ۰/۹ متر بالا بیاید عمق جریان بر روی برآمدگی را به دست آورید.

با توجه به نتایج مساله قبلی اگر افزایش ارتفاع کف بیشتر از ۰/۷۳۹ متر باشد انسداد جریان رخ خواهد داد. در این صورت در مقطع برآمدگی جریان بحرانی تشکیل خواهد شد. اگر کف کانال به اندازه ۰/۹ متر بالا بیاید عرض کف کانال مطابق شکل (۲-۲۳) برابر خواهد بود با:

$$b = 2 + 2 \times 1 \times 0.9 = 3.8$$

برای این عرض کف و شیب جانبی ۱ برای مقطع کانال و دبی ۵ متر مکعب بر ثانیه مقدار فاکتور سطح عبارت است از:

جدول ۲-۳ فرآیند سعی و خطا برای محاسبه حداقل برآمدگی کف برای ایجاد انسداد برای مساله ۲-۱۶.

شماره تکرار	Δz_c فرض شده	E_1	y_{c2}	A_{c2}	T_{c2}	$\Delta z_c = E_1 - y_{c2} - A_{c2} / (2T_{c2})$
۱	۰/۵	۱/۵۵	۰/۶۳۱	۲/۲۰۶	۴/۲۲۲	۰/۶۷۸
۲	۰/۶۷۸	۱/۵۵	۰/۵۷۵	۲/۲۶	۴/۵۰۶	۰/۷۲۴
۳	۰/۷۲۴	۱/۵۵	۰/۵۶۷	۲/۲۷۴	۴/۵۸۱	۰/۷۳۵
۴	۰/۷۳۵	۱/۵۵	۰/۵۶۴	۲/۲۷۷	۴/۶	۰/۷۳۸
۵	۰/۷۳۸	۱/۵۵	۰/۵۶۴	۲/۲۸	۴/۶	۰/۷۳۹

فصل دوم: کاربرد قانون بقای انرژی برای جریان در کانالهای باز ۹۵

$$Z = \frac{Qm^{3/2}}{\sqrt{gb^{5/2}}} = \frac{5 \times 1^{3/2}}{\sqrt{9/81 \times 3/8^{5/2}}} = 0.567$$

با توجه به مقدار به دست آمده برای فاکتور سطح از ضابطه اول معادله (۴۲-۲) برای محاسبه عمق بحرانی استفاده می شود.

$$y_{cr} = \frac{b}{m} (0.815Z^{1/5} - 0.07826) = \frac{3/8}{1} (0.815 \times 0.567^{1/5} - 0.07826) = 0.5367 \text{ m}$$

در این صورت عمق هیدرولیکی جریان در مقطع برآمدگی که بحرانی نیز می باشد برابر خواهد بود با:

$$D_{cr} = \frac{A_{cr}}{T_{cr}} = \frac{by_{cr} + my_{cr}^2}{b + my_{cr}} = \frac{3/8 \times 0.5367 + 1 \times 0.5367^2}{3/8 + 1 \times 0.5367} = 0.478 \text{ m}$$

انرژی مخصوص مقطع دوم که انرژی مخصوص بحرانی نیز می باشد برابر خواهد بود با:

$$E_y = E_{cr} = y_{cr} + \frac{D_{cr}}{2} = 0.5367 + \frac{0.478}{2} = 0.7757 \text{ m}$$

بعد از رفع انسداد جریان، انرژی مخصوص در مقطع اول پیش از برآمدگی عبارت است از:

$$E_1 = E_y + \Delta z = 0.7757 + 0.9 = 1.6757 \text{ m}$$

در نهایت با حل معادله زیر عمق جریان در مقطع اول پس از رفع انسداد برابر است با:

$$E_1 = 1.6757 = y_1 + \frac{5^2}{2 \times 9/81 \times (2 \times y_1 + 1 \times y_1^2)} \rightarrow y_1 = 1.64 \text{ m}$$

مساله ۲-۱۸: در یک کانال مستطیلی با عرض ۲ متر که دبی عبوری از آن ۳ متر مکعب بر ثانیه می باشد در صورتی که عمق جریان ۰/۹ متر باشد اگر کف کانال به اندازه ۰/۱۵ متر بالا بیاید عرض کانال در مقطع چقدر باشد تا سطح آب بر روی برآمدگی افقی باشد.
با محاسبه عدد فروود وضعیت جریان مشخص می شود.

$$F_r = \sqrt{\frac{QT}{gA^3}} = \sqrt{\frac{3^2 \times 2}{9/81 \times (2 \times 0.9)^3}} = 0.56$$

اگر سطح آب بر روی برآمدگی افقی باشد عمق جریان مطابق شکل (۲-۲۴) برابر است با:

$$y_2 = y_1 - \Delta z = 0.9 - 0.15 = 0.75m$$

رابطه انرژی مخصوص بین دو مقطع بیان می دارد که:

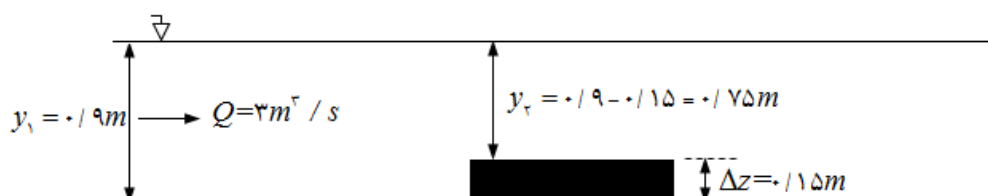
$$E_2 = E_1 - \Delta z = y_2 + \frac{(Q/b_2)^2}{2gy_2^3} = y_1 + \frac{(Q/b_1)^2}{2gy_1^3} - \Delta z$$

در رابطه قبل تنها عرض کانال در مقطع دوم (b_2) مجهول می باشد. با جاگذاری مقادیر معلوم در این رابطه عرض کانال در مقطع دوم به دست می آید.

$$E_2 = E_1 - \Delta z = 0.75 + \frac{(3 \div b_2)^2}{2 \times 9.81 \times 0.75^3} = 0.9 + \frac{(3 \div 2)^2}{2 \times 9.81 \times 0.9^3} - 0.15 \rightarrow b_2 = 2/4$$

چون جریان زیر بحرانی است می دانیم که با افزایش ارتفاع کف، عمق جریان بر روی برآمدگی کاهش می یابد به گونه ای که سطح آب از حالت افقی فرو می افتد. برای اینکه سطح آب بر روی برآمدگی افزایش عمق داشته و افقی باقی بماند در جریان زیر بحرانی باید عرض کانال افزایش داشته باشد که طبق محاسبات باید عرض کانال از ۲ متر به ۲/۴ متر بر روی برآمدگی تغییر یابد.

چهار حالت در اثر ترکیب تغییرات ارتفاع کف و عرض برای کانال مستطیلی امکان پذیر است که در ادامه هر حالت به طور جداگانه بیان شده و تغییر عمق جریان ناشی از این تغییرات تحلیل خواهد شد. این تغییرات برای جریان زیر بحرانی که جریان غالب در کانالها می باشد ارائه خواهد شد. بدیهی است که برای جریان فوق بحرانی عکس حالت های ارائه شده برای جریان زیر بحرانی اتفاق خواهد افتاد. لازم به ذکر است همانطور که پیش از این اشاره شده بود جریان زیر بحرانی در مواجهه با تغییرات ارتفاع کف و عرض کانال عکس باور همگانی عمل می کند. توجه به این نکته در تحلیل تغییر عمق جریان ناشی از ترکیب تغییرات کف و عرض کانال بسیار موثر خواهد بود. البته لازم به ذکر است که چنین



شکل ۲-۲۴ عمق ایجاد شده بر روی برآمدگی برای مساله ۲-۱۸.

تحلیلی مختص مقاطع مستطیلی نمی باشد و در اینجا صرفاً به دلیل ساده تر بودن درک تغییرات مقطع مستطیلی این مقطع مورد تحلیل قرار گرفته است و شبیه به همین وضعیت برای مقاطع دیگر نیز قابل پیش بینی می باشد.

الف- افزایش ارتفاع کف و افزایش عرض کانال

در اثر افزایش ارتفاع کف، عمق جریان کاهش و در اثر افزایش عرض کانال عمق جریان افزایش می یابد در این صورت در اثر ترکیب تغییرات عمق جریان هم می تواند افزایش، هم کاهش و هم می تواند بدون تغییر باقی بماند. این که کدام حالت اتفاق بیافتد بستگی به میزان تغییرات ارتفاع کف و عرض کانال دارد. اگر افزایش ارتفاع کف موثرتر باشد آنگاه کاهش عمق حاصل می شود ولی اگر افزایش عرض موثرتر باشد با افزایش عمق مواجه خواهیم شد. ولی اگر میزان تاثیر این دو عامل برابر باشد امکان عدم تغییر عمق وجود خواهد داشت.

ب- افزایش ارتفاع کف و کاهش عرض کانال

هر دو این عوامل برای جریان زیر بحرانی عامل کاهنده عمق می باشند بنابراین در اثر ترکیب این دو عامل عمق جریان کاهش خواهد یافت و امکان افزایش یا ثابت نگه داشتن عمق در محل این تغییرات امکان پذیر نخواهد بود.

ج- کاهش ارتفاع کف و افزایش عرض کانال

هر دو این عوامل باعث افزایش عمق شده و برعکس حالت قبل ترکیب این دو عامل باعث افزایش عمق جریان شده و امکان کاهش یا ثابت ماندن عمق جریان وجود ندارد. لازم به ذکر است همانطور که پیش از این اشاره شده تحلیل جریان برای وضعیت زیر بحرانی ارائه شده است. بدیهی است که برای جریان فوق بحرانی عکس این تغییرات صورت می گیرد. به عنوان مثال در اثر ترکیب کاهش ارتفاع و افزایش عرض کانال باعث کاهش عمق جریان خواهد شد.

د- کاهش ارتفاع کف و کاهش عرض کانال

در جریان زیر بحرانی کاهش ارتفاع کف باعث افزایش عمق و کاهش عرض کانال باعث کاهش عمق جریان خواهد شد بنابراین ترکیب این دو تغییر مانند حالت اول باعث به وجود آمدن سه وضعیت خواهد شد به گونه ای که هم امکان کاهش هم امکان افزایش و هم امکان ثابت ماندن عمق وجود دارد. اگر تاثیر کاهش ارتفاع بیشتر باشد افزایش عمق خواهیم داشت ولی اگر کاهش عرض کانال موثرتر باشد با کاهش عمق مواجه خواهیم شد ولی اگر تاثیر هر دو تغییر یکسان باشد آنگاه عمق جریان ثابت باقی خواهد ماند.

مساله ۲-۱۹: مساله قبل عرض کانال چه تغییری کند تا عمق جریان در مقطع پیش از برآمدگی به ۱/۳ متر برسد و تحت این شرایط عمق جریان بر روی برآمدگی و پایین دست آن چقدر خواهد بود.

چون عمق جریان پیش از برآمدگی افزایش یافته است این موضوع بیانگر آن است که در جریان انسداد رخ داده است و بعد از رفع انسداد به روی مقطع برآمدگی که تغییر عرض نیز دارد عمق بحرانی شکل می گیرد. تحت این شرایط انرژی مخصوص بر روی مانع طبق معادله زیر به دست می آید و در نهایت می توان عمق بحرانی مقطع ۲ و عرض کانال در این مقطع را به دست آورد.

$$E_y = E_{cy} = 1/5 y_{cy} = E_1 - \Delta z = 1/3 + \frac{1/5^2}{2 \times 9/81 \times 1/3^2} - 0/15 = 1/218m$$

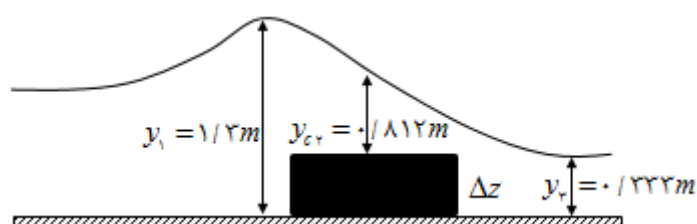
$$\rightarrow y_{cy} = 0/812m$$

$$y_{cy} = 0/812m = \sqrt[3]{\frac{q_y^2}{9/81}} \rightarrow q_y = 2/29m^2/s = \frac{Q}{b_y} = \frac{3}{b_y} \rightarrow b_y = 1/31m$$

اگر انسداد جریان رخ دهد و عمق جریان در مقطع ۲ بحرانی شود عمق جریان در مقطع پایین دست آن فوق بحرانی شده که با عمق جریان در مقطع قبل از برآمدگی دارای انرژی مخصوص برابر می باشد و خواهیم داشت:

$$E_1 = E_y \rightarrow 1/3 + \frac{1/5^2}{2 \times 9/81 \times 1/3^2} = y_r + \frac{1/5^2}{2 \times 9/81 \times y_r^2} \rightarrow y_r = 0/333m$$

لازم به ذکر است در مقطع ۳ که همان پایین دست جریان است عرض کانال همان ۲ متر فرض شده است. تغییرات عمق این مساله در شکل (۲-۲۵) ارائه شده است.



شکل ۲-۲۵ تغییر عمق در اطراف یک مانع پس از رفع انسداد برای مساله ۲-۱۹.

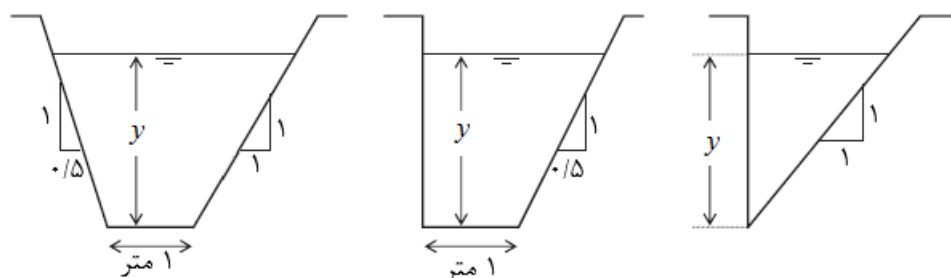
۸-۲ مساله های پایانی فصل دوم

۸-۲-۱ در یک کانال دوزنقه ای با عرض کف $1/5$ متر و شیب جانبی ۱ اگر دبی ۵ متر مکعب بر ثانیه در جریان باشد منحنی انرژی مخصوص را ترسیم کنید و مقدار حداقل انرژی مخصوص و عمق بحرانی را به دست آورید و با مقادیر به دست آمده از حل معادلات مربوطه مقایسه کنید.

۸-۲-۲ برای یک کانال دایره ای به قطر ۲ متر اگر عمق جریان برابر $1/5$ متر و دبی جریان ۳ متر مکعب بر ثانیه باشد در صورتی که کف کانال به اندازه $0/15$ بالا بیاید تغییر عمق جریان بر روی برآمدگی را به دست آورید.

۸-۲-۳ در مساله قبل کف کانال حداقل چه قدر بالا بیاید تا انسداد جریان رخ دهد. در این صورت عمق جریان بر روی برآمدگی و عمق قبل از مانع بعد از رفع انسداد چقدر خواهد بود.

۸-۲-۴ اگر دبی ۴ متر مکعب بر ثانیه در هر یک از مقاطع شکل (۲-۲۵) جریان داشته باشد عمق بحرانی برای هر مقطع را به دست آورید.



شکل ۲-۲۵ برای مساله ۸-۲-۴.

۸-۲-۵ در یک کانال مستطیلی با عرض ۲ متر در صورتی که دبی ۳ متر مکعب بر ثانیه در جریان باشد کف کانال چقدر بالا بیاید تا عمق قبل از مانع از $1/2$ متر به $1/5$ متر برسد.

۸-۲-۶ در مساله قبل عرض کانال چقدر کاسته شود تا عمق جریان قبل از تنگ شدگی از $1/2$ متر به $1/4$ متر برسد.

۸-۲-۷ با استفاده از مفهوم انرژی مخصوص نشان دهید چرا امکان تشکیل یک جریان یکنواخت در شیب زیاد برای یک سیال ایده آل (بدون لزجت) وجود ندارد.

۸-۲-۸ در یک کانال مثلثی با شیب جانبی ۲ اگر عمق جریان $1/6$ متر و دبی جریان $2/5$ متر مکعب بر ثانیه باشد در صورتی که کف کانال $0/2$ متر بالا بیاید تغییر عمق جریان بر روی برآمدگی را به دست آورید.

۹-۸-۲ در یک کانال مستطیلی با عرض ۱/۶ متر اگر عمق و دبی جریان به ترتیب ۱/۲ متر و ۴ متر مکعب بر ثانیه باشد در صورتی که کف کانال به اندازه ۰/۲ متر فرو افتد عرض کانال حداقل چقدر در این مقطع کاهش یابد تا انسداد جریان روی دهد. در این صورت عمق جریان قبل از فرو افتادگی را به دست آورید.

۱۰-۸-۲ در یک کانال مستطیلی اگر وضعیت جریان فوق بحرانی باشد نشان دهید که تغییر عمق (Δy) در اثر تغییر ارتفاع بستر (Δz) از نامعادله $\frac{\Delta y}{\Delta z} > 0$ پیروی می کند.

۱۱-۸-۲ در یک کانال با مقطع دلخواه اگر عمق جریان y_1 و وضعیت جریان زیر بحرانی باشد نشان دهید اگر کف کانال به اندازه Δz فرو افتد عمق جریان بر روی فرو افتادگی (y_2) از نامعادله $y_2 > y_1 + \Delta z$ پیروی میکند.

فصل سوم

کاربرد قانون بقای مومنتوم برای جریان در کانالهای باز

۳-۱ مقدمه

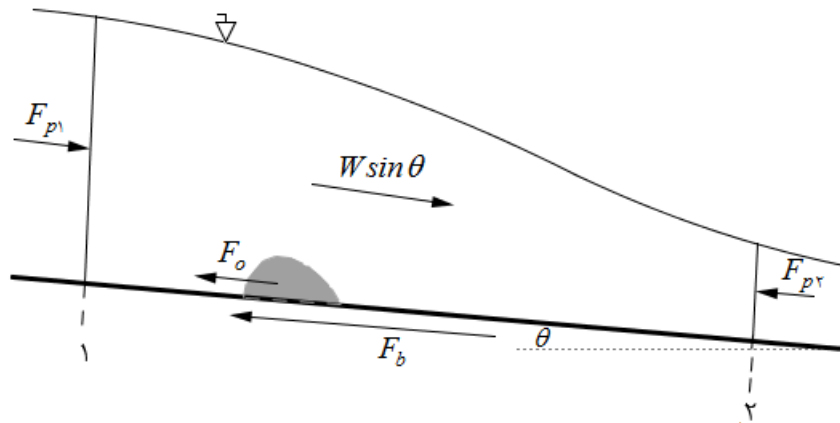
در فصل پیش نحوه بهره گیری و اعمال قانون بقای انرژی برای تحلیل جریان ناشی از تغییر مقطع کانال و یا تغییر ارتفاع کف کانال با استفاده از مفهوم انرژی مخصوص تشریح شد. در فصل اول نیز اشاره شد که از قانون بقای انرژی هنگامی استفاده می شود که افت انرژی در حجم کنترل مورد نظر مشخص باشد. در این صورت پس از اعمال قانون بقای انرژی و مشخص شدن بخشی از مجهولات جریان با به کارگیری قانون بقای مومنتوم می توان برآیند نیروهای خارجی وارد بر حجم کنترل را در مرحله دوم به دست آورد. در شرایطی که میزان افت انرژی در حجم کنترل مشخص نباشد و در مقابل نیروهای خارجی وارد بر حجم کنترل معلوم باشند در ابتدا از قانون بقای مومنتوم استفاده شده و پس از آن با معلوم شدن بخشی از مجهولات جریان و استفاده از قانون بقای انرژی، افت انرژی در حجم کنترل انتخابی را می توان به دست آورد. در فصل پیش مسائلی مطرح شد که از افت انرژی در آنها میتوان صرف نظر نمود بنابراین قانون بقای انرژی در مورد آنها اعمال گردید. در این فصل به مسائلی پرداخته می شود که افت انرژی قابل توجهی در حجم کنترل انتخابی روی می دهد که در این شرایط باید قانون بقای مومنتوم را ابتدا مورد استفاده قرار داد و سپس از قانون بقای انرژی استفاده کرد.

۳-۲ معادله بقای مومنتوم

برای حجم کنترل انتخاب شده در مسیر یک جریان که در شکل (۳-۱) نشان داده شده است می توان معادله بقای مومنتوم را به کار گرفت. نیروهای وارد بر حجم کنترل مورد نظر عبارتند از مولفه نیروی وزن در راستای جریان $(W \sin \theta)$ ، نیروی فشاری (F_p) ، اصطکاک ناشی از دیواره ها (F_f) ، نیروی اینرسی $(\rho Q V)$ و نیروی ناشی از موانع سر راه (F_o) . البته نیروهای دیگری نظیر مقاومت هوا وجود دارد که معمولاً می توان از آن صرف نظر نمود. با اعمال قانون بقای مومنتوم برای این حجم کنترل در راستای طولی کانال خواهیم داشت:

$$\rho Q (\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) = F_{p1} - F_{p2} + W \sin \theta - F_f - F_o \quad (1-3)$$

نیروهای ناشی از مولفه وزن، اصطکاک کف و موانع سر راه را به عنوان نیروهای خارجی در نظر گرفته و



شکل ۳-۱ نیروهای وارد بر جریان در راستای شیب طولی کانال.

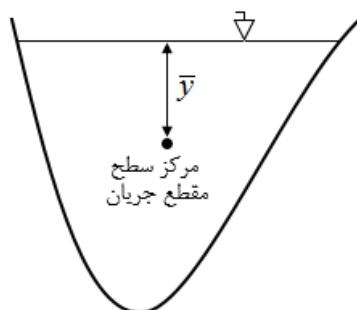
به یک سمت معادله برده و نیروهای ناشی از فشار سیال و اینرسی را به سمت دیگر معادله خواهیم برد. در این صورت معادله بالا را می توان به شکل زیر بازنویسی کرد [۶].

$$F_{ext} = W \sin \theta - F_f - F_o = F_{p2} - F_{p1} + \rho Q (\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) \quad (2-3)$$

در این معادله F_{ext} برآیند نیروهای ناشی از مولفه وزن، اصطکاک کف و موانع سر راه می باشد و تحت عنوان نیروهای خارجی از آنها یاد می شود. البته لازم به ذکر است که نیروهای ناشی از فشار سیال نیز جز نیروهای خارجی وارد بر سیال می باشند ولی به علت اینکه به مشخصات جریان و شکل مقطع کانال ارتباط داشته آنها از زمره نیروهای خارجی جدا کرده و در کنار نیروی اینرسی در نظر گرفته که این امر سبب سهولت در تحلیل جریان خواهد شد که در ادامه به این مورد پرداخته خواهد شد. نیروهای ناشی از فشار سیال را در صورتی که توزیع فشار هیدرواستاتیکی باشد و شیب کف کانال نیز ناچیز باشد در مقطع اول و دوم به صورت زیر می توان نوشت.

$$\begin{aligned} F_{p1} &= \gamma \bar{y}_1 A \\ F_{p2} &= \gamma \bar{y}_2 A \end{aligned} \quad (3-3)$$

در این روابط $\bar{y}_1$ و $\bar{y}_2$ به ترتیب برابر فاصله مرکز سطح نسبت به سطح آزاد و همچنین A_1 و A_2 به ترتیب برابر سطح مقطع جریان در مقاطع اول و دوم است. در شکل (۳-۲) برای یک سطح مقطع دلخواه فاصله مرکز سطح نسبت به سطح آزاد به صورت نمادین به نمایش در آمده است.



شکل ۳-۲ فاصله مرکز سطح یک مقطع دلخواه کانال از سطح آزاد آب.

با ترکیب معادلات (۳-۲) و (۳-۳) خواهیم داشت:

$$F_{ext} = \gamma \bar{y}_r A_r - \gamma \bar{y}_1 A_1 + \rho Q (\beta_r V_r - \beta_1 V_1) \quad (4-3)$$

با اعمال رابطه بین سرعت متوسط و دبی جریان و همچنین تقسیم کردن دو طرف معادله بالا به وزن مخصوص سیال به معادله زیر خواهیم رسید.

$$\frac{F_{ext}}{\gamma} = \left(\frac{\beta_r Q}{g A_r} + \bar{y}_r A_r \right) - \left(\frac{\beta_1 Q}{g A_1} + \bar{y}_1 A_1 \right) \quad (5-3)$$

در این رابطه دو عبارت مشابه در سمت راست معادله برای مقاطع اول و دوم به دست آمده که حاصل جمع نیروهای اینرسی و نیروی ناشی از فشار در واحد وزن سیال می باشد که نیروی مخصوص^۱ نامیده می شود و طبق رابطه زیر تعریف می شود [۲۲].

$$F = \frac{\beta Q^2}{g A} + \bar{y} A \quad (6-3)$$

در این رابطه F نیروی مخصوص می باشد. لازم به ذکر است که جهت نیروی مخصوص همواره به سمت داخل حجم کنترل می باشد. به عنوان مثال در شکل (۳-۱) در مقطع اول نیروی مخصوص در راستای جریان و در مقطع دوم این نیرو خلاف جهت جریان و به سمت داخل حجم کنترل می باشد. مفهوم نیروی مخصوص نیز مانند انرژی مخصوص کمک قابل توجهی در تحلیل جریان در کانالهای باز خواهد کرد. رابطه نیروی مخصوص نشان می دهد که مقدار این نیرو به شکل مقطع و دبی جریان ارتباط

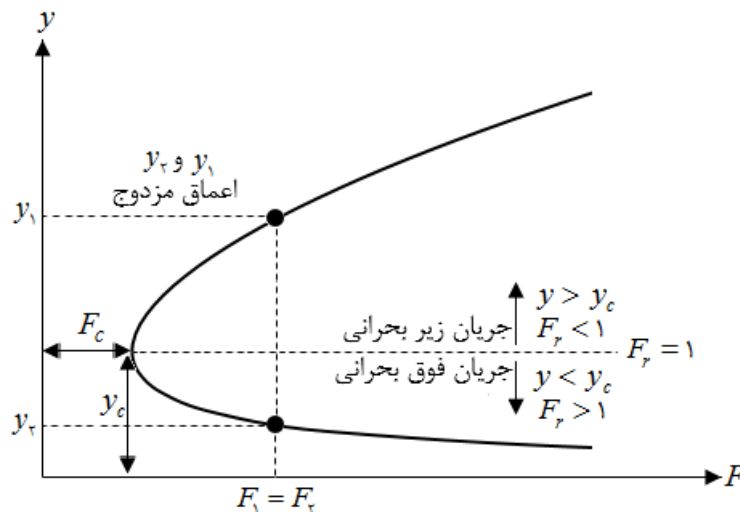
^۱ Specific Force

دارد و برای یک دبی و شکل مقطع مشخص می توان رابطه بین نیروی مخصوص و عمق جریان را ترسیم نمود. برای یک کانال مستطیلی با عرض کف b و عمق y با فرض آنکه ضریب تصحیح مومنوم برابر ۱ باشد نیروی مخصوص برابر خواهد بود با:

$$F = \frac{Q^2}{gby} + \frac{by^2}{2} \quad (7-3)$$

به ازای دبی و عرض ثابت نمودار نیروی مخصوص در برابر عمق جریان مطابق شکل (۳-۳) خواهد بود. با توجه به منحنی نیروی مخصوص می توان گفت بین این منحنی و منحنی انرژی مخصوص شباهت زیادی وجود دارد به گونه ای که این منحنی نیز دارای دو شاخه بوده و همچنین یک نقطه که در آن نیروی مخصوص حداقل می باشد. همچنین با توجه به معادله (۷-۳) می توان گفت که خط $y=0$ مجانب افقی منحنی نیروی مخصوص می باشد. برخلاف منحنی انرژی مخصوص که دارای مجانب مایل $E=y$ می باشد منحنی نیروی مخصوص دارای مجانب مایل نمی باشد. در نقطه حداقلی منحنی نیروی مخصوص، تغییرات نیروی مخصوص نسبت به عمق جریان برابر صفر می باشد که در این شرایط برای کانال مستطیلی برای یک دبی ثابت خواهیم داشت:

$$\frac{dF}{dy} = -\frac{Q^2}{gby^2} + by = 0 \rightarrow \frac{Q^2}{b^3} = gy^3 \rightarrow y = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (8-3)$$



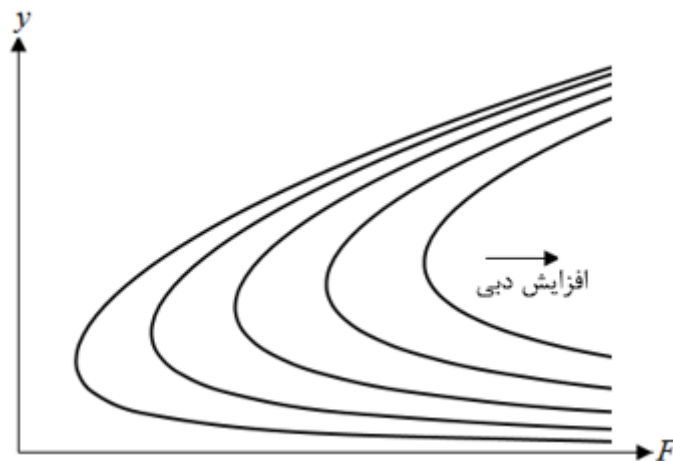
شکل ۳-۳ منحنی نیروی مخصوص برای یک کانال مستطیلی.

از معادله قبل مشخص می شود که نیروی مخصوص برای کانال مستطیلی در عمق بحرانی دارای حداقل نیروی مخصوص می باشد که مشابه منحنی انرژی مخصوص می باشد. برای مقاطع دیگر نیز همین شرایط وجود خواهد داشت به گونه ای که نیرو و انرژی مخصوص در شرایط بحرانی دارای حداقل مقدار خود می باشند. در نقطه بحرانی با ترکیب معادلات (۷-۳) و (۸-۳) مقدار نیروی مخصوص برابر است با:

$$F_{\min} = F_c = \frac{3by_c^2}{2} \quad (9-3)$$

با توجه به این که حداقل نیروی مخصوص در عمق بحرانی اتفاق می افتد می توان گفت شاخه بالایی که عمق جریان در آن بیشتر از عمق بحرانی می باشد منحنی مربوط به شرایط زیر بحرانی جریان و شاخه پایینی که عمق جریان در آن کمتر از عمق بحرانی می باشد مربوط به شرایط فوق بحرانی خواهد بود. اگر یک خط عمودی بر روی منحنی نیروی مخصوص ترسیم شود این منحنی را در دو نقطه قطع می کند که دارای نیروی مخصوص برابر بوده که اعماق مزدوج^۲ نامیده می شوند. یکی از این اعماق در شاخه فوق بحرانی و عمق دیگر در شاخه زیر بحرانی می باشد.

برای یک کانال مستطیلی فرضی، منحنی نیروی مخصوص به ازای دبی های متفاوت در شکل (۳-۴) ترسیم شده است. با توجه به شکل مشخص می شود که با افزایش دبی، منحنی نیروی مخصوص به



شکل ۳-۴ تغییر منحنی نیروی مخصوص به ازای دبی های مختلف.

² Conjugate Depths

سمت راست حرکت کرده و حداقل نیروی مخصوص برای عبور از مقطع نیز افزایش می یابد. چنین شرایطی برای انرژی مخصوص نیز صادق بود به گونه ای که حداقلی از انرژی مورد نیاز بود تا جریان بتواند از یک مقطع مشخص عبور کند و در صورتی که این حداقل انرژی تامین نشود انسداد جریان روی می دهد. انسداد جریان را نیز با منحنی نیروی مخصوص نیز می توان تشریح کرد. هنگامی که نیروی مخصوص جریان از حداقل نیروی مخصوص یک مقطع کمتر باشد انسداد جریان روی می دهد و جریان تلاش می کند که با افزایش نیروی مخصوص خود به میزان حداقل مورد نیاز از مقطع عبور کند. با استفاده از منحنی نیروی مخصوص و قانون بقای مومنوم می توان مسائل گوناگون را تحلیل نمود. در ادامه با بیان مسائل متنوع نحوه استفاده از نیروی مخصوص بیان خواهد شد.

مساله ۳-۱: در یک کانال مستطیلی با عرض کف ۲ متر با عمق ۱/۲۵ متر دبی ۲/۵ متر مکعب بر ثانیه در جریان است. اگر کف کانال به اندازه ۰/۱۸ متر بالا بیاید نیروی ناشی از این برآمدگی که به جریان وارد می شود را پیدا کنید.

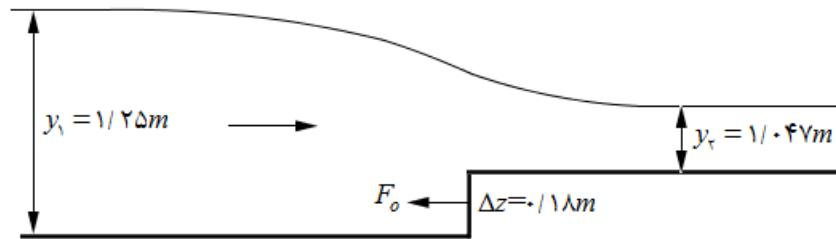
$$F_r = \sqrt{\frac{Q^2 T}{g A^3}} = \sqrt{\frac{2/5^2 \times 2}{9/81 \times (2 \times 1/25)^3}} = 0/29$$

اگر از افت انرژی صرف نظر شود با اعمال قانون بقای انرژی بین مقطع پیش از برآمدگی و بر روی برآمدگی عمق جریان بر روی برآمدگی با حل معادله زیر به دست می آید.

$$E_1 = 1/25 + \frac{(2/5 \div 2)^2}{2 \times 9/81 \times 1/25^3} = 1/3$$

$$E_1 - \Delta z = 1/3 - 0/18 = 1/12 = E_2 = y_2 + \frac{q^2}{2gy_2^3} = y_2 + \frac{(2/5 \div 2)^2}{2 \times 9/81 \times y_2^3} \rightarrow y_2 = 1/0.47m$$

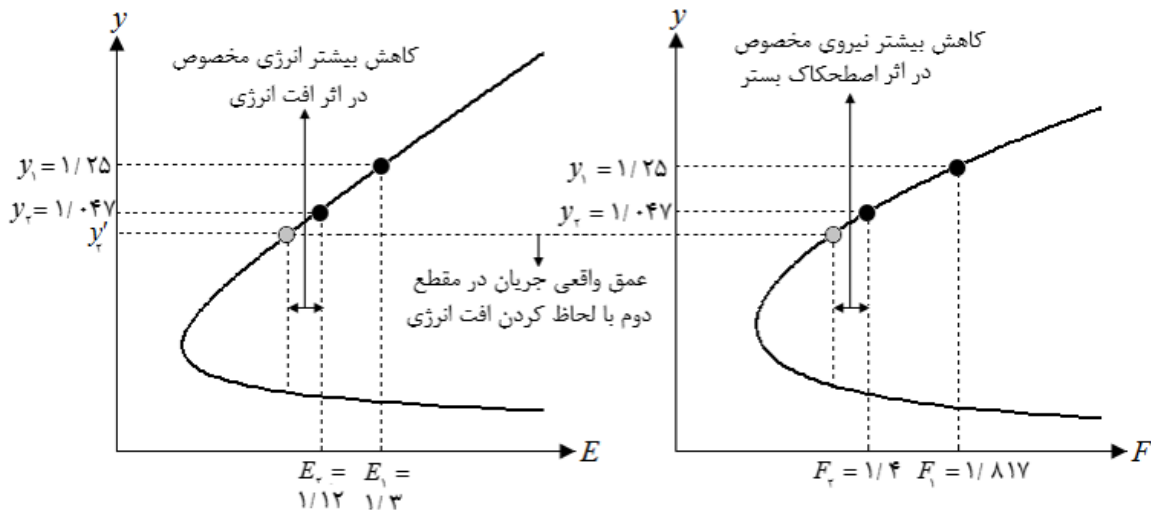
با توجه به شکل (۳-۵) قانون بقای مومنوم بین مقطع اول و دوم به کار برده می شود که با حل آن نیروی وارد از طرف برآمدگی کف کانال به جریان طبق معادلات زیر به دست می آید. لازم به ذکر است که جهت جریان به سمت پایین دست، جهت مثبت برای اعمال معادله بقای مومنوم در نظر گرفته می شود.



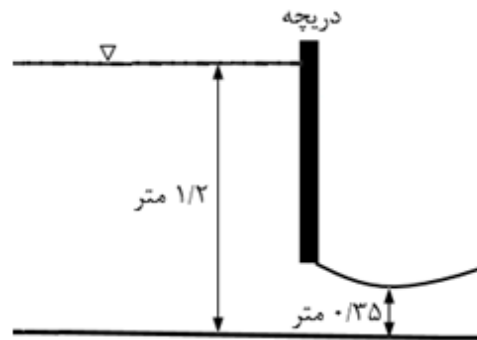
شکل ۵-۳ نیروی وارد بر جریان ناشی از برآمدگی کف برای مساله ۱-۳

$$\frac{F_{ext}}{\gamma} = -\frac{F_0}{\gamma} = \left(\frac{2/5^2}{9/81 \times 2 \times 1/0.47} + \frac{1/0.47}{2} \times 2 \times 1/0.47 \right) - \left(\frac{2/5^2}{9/81 \times 2 \times 1/25} + \frac{1/25}{2} \times 2 \times 1/25 \right) = 0.417\gamma = 0.417 \times 9810 = 4091 N \equiv 4.091 KN$$

در حالت کلی در اثر برآمدگی، افت انرژی بین مقطع اول و دوم اتفاق می افتد که در محاسبات به علت نامشخص بودن آن در نظر گرفته نشده است. اگر این افت انرژی لحاظ شود آنگاه عمق جریان در مقطع دوم از مقدار محاسبه شده کمتر خواهد بود و به تبع آن از نیروی مخصوص در مقطع دوم با توجه به منحنی نیروی مخصوص در شاخه زیر بحرانی کاسته خواهد شد که در اثر نیروی اصطکاک بستر می باشد. در واقع افت انرژی به علت همین نیروی اصطکاک می باشد. وضعیت این جریان را با توجه به منحنی انرژی مخصوص و نیروی مخصوص به خوبی می توان تشریح کرد که در شکل (۶-۳) این امر به نمایش در آمده است.



مساله ۱-۳: در شکل زیر انرژی عمق قبل و بعد از دریاچه به ترتیب برابر ۱/۱ و ۱/۱۳ متر باشد و سطح مستطیلی شکل افقی و با عرض ۲ متر باشد دبی عبوری و نیروی وارد بر دریاچه را محاسبه کنید. شکل ۶-۳ تحلیل تغییر انرژی و نیروی مخصوص با استفاده از منحنی برای مساله ۱-۳.



شکل ۳-۷ محاسبه نیروی وارد بر دریچه مساله (۳-۲).

با توجه به آنکه افت انرژی ناچیزی در جریان عبوری از زیر دریچه ایجاد می شود با اعمال معادله بقای انرژی در قالب انرژی مخصوص بین دو مقطع قبل و بعد دریچه دبی جریان در ابتدا مطابق معادله زیر به دست می آید:

$$E_1 = E_2 \rightarrow 1/2 + \frac{q^2}{2 \times 9/81 \times 1/2^3} = 0/35 + \frac{q^2}{2 \times 9/81 \times 0/35^3} \rightarrow q = 1/5 \rightarrow Q = 2q = 3m^3 / s$$

با مشخص شدن دبی جریان و اعمال معادله بقای مومنتوم بین دو مقطع قبل و بعد از دریچه خواهیم داشت:

$$\frac{F_{ext}}{\gamma} = -\frac{F_G}{\gamma} = \left(\frac{3^2}{9/81 \times 2 \times 0/35} + \frac{0/35 \times 2 \times 0/35}{2} \right) - \left(\frac{3^2}{9/81 \times 2 \times 1/2} + \frac{1/2 \times 2 \times 1/2}{2} \right)$$

$$\rightarrow F_G = 3/82 Kn$$

در این رابطه نیروی وارد از طرف دریچه به جریان است که در خلاف جهت جریان می باشد و در معادله بالا علامت آن منفی لحاظ شده است. همچنین لازم به ذکر است که چون کف کانال افقی بوده نیروی وزن مد نظر قرار نگرفته و ضمناً چون فاصله بین دو مقطع کم است از نیروی اصطکاک کف نیز می توان صرف نظر کرد. جالب توجه است که همانطور که پیشتر اشاره شد هر مانعی که در مسیر جریان قرار گیرد و در خلاف جهت جریان نیرو وارد کند باعث کاهش نیروی مخصوص خواهد شد. در مقابل هر عاملی که باعث اعمال نیرو در مسیر جریان شود نیروی مخصوص را افزایش خواهد داد.

مساله ۳-۳: سه پایه پل مطابق شکل زیر در مسیر جریان با دبی ۳۰ متر مکعب بر ثانیه در یک کانال مستطیلی با عرض ۱۰ متر قرار گرفته است. نیروی وارد بر هر پایه پل را محاسبه کنید.

با اعمال معادله مومنتوم بین پایین دست و بالا دست پایه های پل با توجه به اطلاعات موجود نیروی وارد بر پایه های پل طبق معادله زیر به دست می آید.

$$\frac{F_{ext}}{\gamma} = - \frac{\sum F_p}{\gamma} = \left(\frac{3.0^2}{9/81 \times 10 \times 2} + \frac{2}{2} \times 10 \times 2 \right) - \left(\frac{3.0^2}{9/81 \times 10 \times 3} + \frac{3}{2} \times 10 \times 3 \right)$$

$$\rightarrow \sum F_p = 230.75 Kn$$

و نیروی وارد بر هر پایه پل عبارت است از:

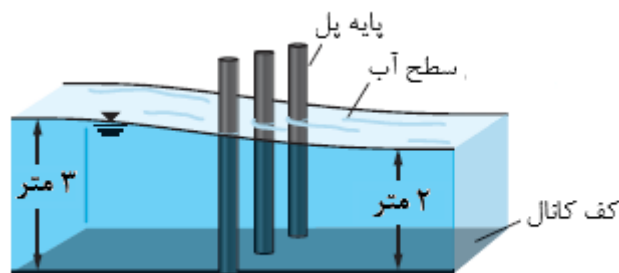
$$F_p = 76.75 Kn$$

مساله ۳-۴: یک سد با ارتفاع ۳ متر و عرض ۷ متر مطابق شکل (۳-۹) مد نظر است. نیروی برشی که سد به سطح خاک وارد می کند را محاسبه کنید. اگر بنا باشد تعدادی شمع مطابق شکل این نیروی برشی را تحمل کند و هر شمع حداکثر نیروی ۱۰۰ کیلو نیوتنی را تحمل کند حداقل تعداد شمع مورد نیاز برای حفظ تعادل سد را به دست آورید.

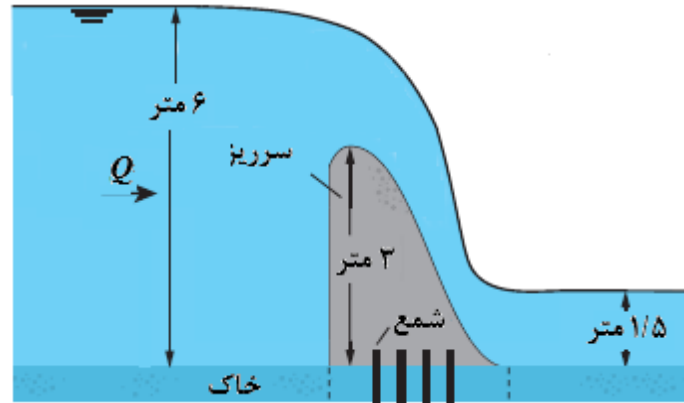
اگر از افت انرژی برای جریان روی سد صرف نظر شود با اعمال قانون بقای انرژی با فرض آنکه کف مخزن و کانال پایین دست افقی باشد دبی جریان طبق معادله زیر به دست می آید:

$$E_1 = E_2 \rightarrow 6 + \frac{q^2}{2 \times 9/81 \times 6^3} = 1/5 + \frac{q^2}{2 \times 9/81 \times 1/5^3} \rightarrow q = 14/56 \rightarrow Q = 7q = 101/92 m^3/s$$

با مشخص شدن دبی از آن می توان در معادله بقای مومنتوم استفاده کرد. با اعمال معادله بقای مومنتوم برای سد برآیند نیروی وارد بر آن طبق معادله بعد به دست می آید.



شکل ۳-۸ محاسبه نیروی وارد بر پایه های پل مساله (۳-۳).



شکل ۳-۹ محاسبه نیروی وارد بر شمع های سد مساله (۳-۴).

$$\frac{F_{ext}}{\gamma} = \left(\frac{101/92^2}{9/81 \times 7 \times 1/5} + \frac{1/5}{2} \times 7 \times 1/5 \right) - \left(\frac{101/92^2}{9/81 \times 7 \times 6} + \frac{6}{2} \times 7 \times 6 \right) \rightarrow F_{ext} = -416/83 Kn$$

با توجه به آنکه هر شمع ۱۰۰ کیلونیوتن نیرو را می تواند تحمل کند برآیند نیروی وارد بر سد را حداقل ۵ شمع می تواند تحمل کند.

مساله ۳-۵: توزیع سرعت در دو مقطع از یک کانال با عرض ۱ متر در شکل (۳-۱۰) ارائه شده است. در مقطع اول که خروجی از مخزن است توزیع سرعت یکنواخت می باشد و بعد از طی مسافتی توزیع سرعت مطابق بخش چپ شکل تغییر می کند. نیروی وارد بر جریان را محاسبه کنید.

در ابتدا با اعمال رابطه پیوستگی سرعت در مقطع اول و دبی به دست می آید و پس از آن سرعت متوسط مقطع دوم به دست می آید.

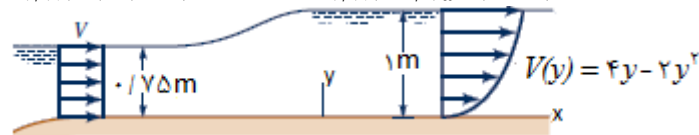
$$0.75V_1 = \int_0^1 (4y - 2y^2) dy \rightarrow V_1 = 1/78 m/s \rightarrow V_2 = 0.75 \times 1/78 = 1/33 m/s$$

چون در مقطع دوم توزیع سرعت یکنواخت نیست ضریب تصحیح معادله مومنوم باید محاسبه شود.

$$\beta_2 = \int_0^1 (4y - 2y^2)^2 dy / (V_2^2 A_2) = 1/21$$

با اعمال معادله مومنوم نیروی وارد بر جریان به دست می آید.

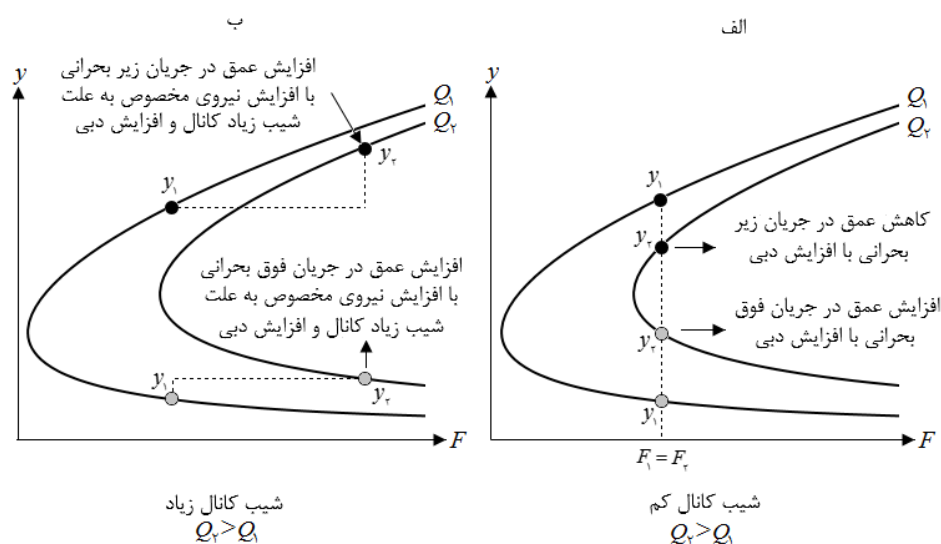
$$F_{ext} / \gamma = \left(\frac{1/21 \times 1/33^2}{9/81 \times 1 \times 1} + \frac{1}{2} \times 1 \times 1 \right) - \left(\left(\frac{1 \times 1/33^2}{9/81 \times 0.75 \times 1} + \frac{0.75}{2} \times 0.75 \times 1 \right) \right) = 1/93 Kn$$



شکل ۳-۱۰ اعمال قانون بقای مومنوم برای مساله (۳-۵).

مساله ۳-۶: با استفاده از منحنی نیروی مخصوص تغییر عمق برای جریان زیر بحرانی و فوق بحرانی در صورت افزایش دبی بین دو مقطع در مسیر جریان را تحلیل کنید.

اگر در طول مسیر کانال در اثر جریان جانبی دبی افزایش یابد انرژی قابل توجهی به وجود می آید که رابطه ای مشخصی برای تخمین آن وجود ندارد. بنابراین برای تحلیل چنین جریان هایی استفاده از معادله بقای مومنوم ساده تر و دقیق تر می باشد. در شکل (۳-۷) منحنی نیروی مخصوص برای دو دبی مختلف ترسیم شده است. دبی در مقطع دوم به علت جریان جانبی ورودی نسبت به مقطع اول افزایش می یابد و منحنی نیروی مخصوص آن به سمت راست منتقل می شود. در قسمت (الف) از این شکل فرض شده است که شیب کانال ناچیز باشد که در این صورت نیروی مخصوص مقطع اول و دوم با یکدیگر برابر می باشد و تحت این شرایط با توجه به شکل می توان مشاهده کرد در جریان زیر بحرانی در اثر افزایش دبی، عمق جریان کاهش می یابد و در جریان فوق بحرانی با افزایش دبی، عمق جریان افزایش می یابد. در قسمت (ب) از این شکل فرض بر این است که شیب کف کانال قابل توجه باشد. در این صورت مولفه نیروی وزن در راستای جریان باعث افزایش نیروی مخصوص در مقطع دوم خواهد شد که تحت این شرایط برای هر دو حالت زیر بحرانی و فوق بحرانی، عمق افزایش خواهد داشت.



شکل ۳-۱۱ تغییر عمق در اثر افزایش دبی برای جریان زیر بحرانی و فوق بحرانی برای دو حالت شیب کف کم و شیب کف زیاد برای مساله (۳-۶).

۳-۳ پرش هیدرولیکی^۳

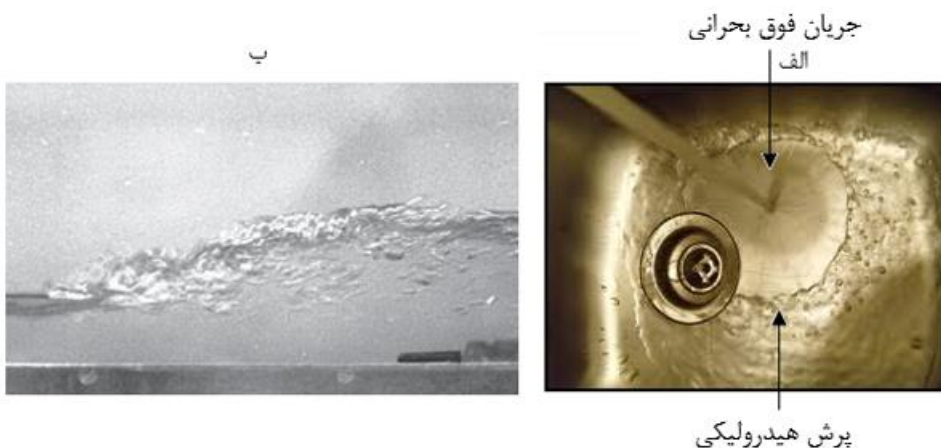
گامی که جریان حالت فوق بحرانی داشته باشد به علت عواملی مانند زبری بیشتر بستر، موانع سر راه، کاهش شیب کانال و بالا بودن سطح آب در پایین دست جریان و موارد دیگر می تواند در پدیده‌ای به نام پرش هیدرولیکی در فاصله کوتاهی با افزایش عمق و کاهش سرعت از شرایط فوق بحرانی به زیر بحرانی تغییر وضعیت دهد. به طور کلی هر عاملی که باعث افزایش عمق و کاهش سرعت در جریان فوق بحرانی شود شرایط ایجاد پرش هیدرولیکی را سریعتر آماده کند. در شکل (۳-۱۲) به صورت نمادین یک نمونه پرش هیدرولیکی نشان داده شده است. در زندگی روزمره نیز می توان پرش هیدرولیکی را مشاهده کرد. به عنوان مثال هنگامی که آب در سینک ظرفشویی ریخته می شود یک جریان با عمق کم و سرعت زیاد در محل ریزش آب و نزدیکی آن که دارای عدد فرود بیشتر از ۱ می باشد تشکیل می شود. در فاصله کوتاهی بعد از محل فرود ریزش آب، یک پرش هیدرولیکی رخ داده و عمق آب افزایش ناگهانی دارد که در شکل (۳-۱۳ (الف)) این حالت نشان داده شده است. در شکل (۳-۱۳ (ب)) نیز یک پرش هیدرولیکی در یک فلوم آزمایشگاهی مشاهده می شود.

در پرش هیدرولیکی مقدار قابل توجهی انرژی مستهلک خواهد شد. علت اصلی این کاهش قابل توجه انرژی، جریان نوسانی و گردابه ای شدیدی است که در این پدیده روی می دهد. علاوه بر این در اثر این پدیده هوای زیادی با سیال مخلوط شده و جریان سفید رنگ خواهد شد. در جریان فوق بحرانی انرژی جنبشی زیادی در عمق کمی از جریان انباشته شده است به گونه ای که جریان در این شرایط تحمل انتقال این میزان انرژی را ندارد و تمایل دارد به میزان قابل توجهی از انرژی خود را از دست داده و افزایش عمق دهد تا میزان کمتری انرژی جنبشی در عمق بیشتری داشته باشد. در واقع می توان گفت جریان فوق بحرانی اساساً جریان ناپایداری است و در مسافت های طولانی امکان انتقال ندارد و به راحتی تحت تاثیر شرایط مختلف تبدیل به جریان زیر بحرانی خواهد شد.



شکل ۳-۱۲ افزایش عمق جریان در پرش هیدرولیکی.

³ Hydraulic Jump



شکل ۳-۱۳ وقوع پرش هیدرولیکی در یک سینک ظرفشویی (بخش الف) و کانال آزمایشگاهی [۲۳] (بخش ب).

جریان زیر بحرانی اساساً جریان پایدارتری بوده و امکان انتقال در مسافت های زیاد را خواهد داشت. جریان زیر بحرانی در اثر افزایش شیب و یا در هنگام عبور از زیر دریچه ها، روی سرریزها و یا مقاطع تنگ و اساساً هر عاملی که باعث افزایش سرعت شود امکان تغییر وضعیت به جریان بحرانی و فوق بحرانی را خواهد داشت. در تبدیل جریان زیر بحرانی به فوق بحرانی معمولاً این تغییر به آهستگی و نرمی صورت می گیرد ولی همانطور که اشاره شده در تبدیل جریان فوق بحرانی به زیر بحرانی یک جریان چرخشی و نوسانی شدید در قالب یک پرش هیدرولیکی رخ می دهد.

هنگامی که آب از روی سرریز سد به پایین دست منتقل می شود دارای سرعت بسیار زیادی خواهد بود برای جلوگیری از آسیب رساندن به کانال و تاسیسات موجود باید به میزان کافی از انرژی جنبشی سیال کاسته شود. ایجاد پرش هیدرولیکی یک راه ارزان و طبیعی برای این منظور می باشد که این کار در حوضچه های آرامش در پایین دست سد صورت می گیرد. علاوه بر این در تصفیه آب در مرحله لخته سازی، مواد شیمیایی با بار مثبت مانند (سولفات آلوم) به آب اضافه می شود تا با مواد معلق کوچک که بار منفی دارند واکنش نشان داده و لخته های بزرگ ایجاد شود تا در نهایت با ته نشینی بتوان این مواد را از آب جدا نمود. برای بازدهی بیشتر و هدر نرفتن مواد لخته ساز نیاز است که ماده اضافه شده به آب با سرعت زیاد در تمام محیط سیال به صورت یکنواخت پخش شود. با ایجاد پرش هیدرولیکی و جریان گردابه ای شدید در حوضچه لخته سازی ماده شیمیایی لخته ساز با سرعت زیاد پخش شده و به خوبی با مواد معلق واکنش نشان می دهد [۲۴].

تخمین عمق بعد از پرش هیدرولیکی در طراحی مناسب کانال ها از اهمیت ویژه ای برخوردار میباشد. برای این منظور باید از معادلات حاکم بر جریان سیالات استفاده نمود. از معادله بقای انرژی در ابتدا برای تحلیل پرش هیدرولیکی نمی توان استفاده کرد زیرا افت انرژی قابل توجهی در پرش هیدرولیکی رخ

می دهد که از پیش دانسته و مشخص نمی باشد. اگر پرش هیدرولیکی در یک کانال منشوری افقی اتفاق بیافتد از نیروی وزن در راستای جریان می توان صرف نظر کرد و همچنین با توجه به طول کوتاه پرش از نیروی اصطکاک بستر کانال نیز می توان چشم پوشی کرد. در این صورت تنها نیروهای وارد به دو مقطع قبل و بعد از پرش نیروی اینرسی و نیروی ناشی از فشار خواهد بود که در واقع همان نیروی مخصوص است. بنابراین می توان گفت که در پرش هیدرولیکی با شرایط ذکر شده نیروی مخصوص قبل و بعد از پرش با یکدیگر برابر است. شرایط تعادل نیروها در پرش هیدرولیکی در شکل (۳-۱۴) نشان داده شده است. با استفاده از رابطه تعادل نیروهای مخصوص در مقاطع گوناگون می توان عمق قبل و بعد از پرش را به دست آورد که در بخش بعد به این موضوع پرداخته می شود.

۳-۱-۳ پرش هیدرولیکی در کانال مستطیلی

اگر پرش هیدرولیکی در یک کانال با شیب کم اتفاق بیافتد با توجه به کوتاه بودن طول پرش از نیروی اصطکاک بستر می توان چشم پوشی کرد و تنها نیروهای خارجی وارد به سیال نیروهای فشاری خواهد بود. تحت این شرایط معادله بقای مومنوم را به شکل معادله (۳-۱۰) می توان نوشت.

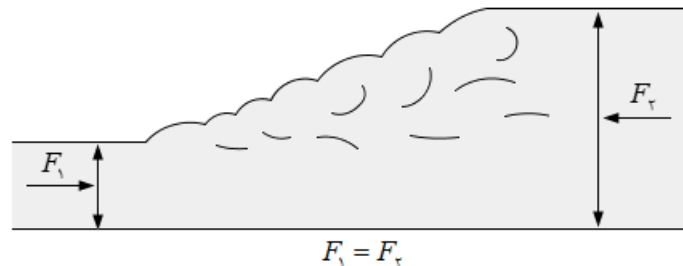
$$F_1 = F_2 \rightarrow \frac{Q^2}{gA_1} + \bar{y}_1 A_1 = \frac{Q^2}{gA_2} + \bar{y}_2 A_2 \quad (10-3)$$

با اعمال ویژگی های هندسی کانال مستطیلی در این معادله خواهیم داشت.

$$\frac{Q^2}{gby_1} + \frac{y_1}{2} by_1 = \frac{Q^2}{gby_2} + \frac{y_2}{2} by_2 \quad (11-3)$$

در این رابطه y_1 و y_2 عمق قبل و بعد از پرش می باشد و فاصله مرکز سطح مقطع جریان در کانال مستطیلی نصف عمق جریان می باشد. این رابطه را با یک سری عملیات ساده ریاضی می توان به شکل زیر بازنویسی کرد [۲۵].

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8(F_1)^2} - 1) \quad (12-3)$$



شکل ۳-۱۴ تعادل نیروی مخصوص در پرش هیدرولیکی در کانال افقی.

در معادله قبل F_{r1} عدد فرود مقطع قبل از پرش می باشد. این معادله هنگامی استفاده می شود که عمق قبل از پرش مشخص باشد و عمق بعد از پرش باید به دست آید. در صورتی که عمق بعد از پرش مشخص باشد و بنا باشد عمق قبل از پرش به دست آید معادله بالا را می توان به شکل زیر تغییر داد.

$$\frac{y_1}{y_r} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8(F_{r1})^2} - 1) \quad (13-3)$$

در این رابطه F_{r1} نیز عدد فرود مقطع بعد از پرش می باشد. اگر رابطه بین عمق قبل و بعد از پرش در معادله بقای انرژی لحاظ شود انرژی از دست رفته در پرش هیدرولیکی طبق رابطه زیر به دست می آید [۶].

$$h_f = \frac{(y_r - y_1)^3}{4y_1 y_r} \quad (14-3)$$

این معادله را می توان بر حسب نسبت عمق بعد از پرش به عمق قبل از پرش بازنویسی کرد.

$$h_f = \frac{(y_r / y_1 - 1)^3}{4y_r / y_1} y_1 \quad (15-3)$$

اگر نسبت عمق بعد از پرش به قبل از پرش را در معادله بالا جایگزین کنیم خواهیم داشت:

$$h_f = \frac{(\frac{1}{2} \sqrt{1 + 8(F_{r1})^2} - \frac{3}{2})^3}{2(\sqrt{1 + 8(F_{r1})^2} - 1)} y_1 \quad (16-3)$$

مقدار انرژی مخصوص در مقطع اول را با توجه به تعریف عدد فرود می توان طبق معادله زیر بیان کرد.

$$E_1 = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_1 + \frac{y_1}{2} F_{r1}^2 = (1 + \frac{F_{r1}^2}{2}) y_1 \quad (17-3)$$

با تقسیم معادله (۱۶-۳) به معادله (۱۷-۳) نسبت افت انرژی به انرژی مخصوص مقطع اول طبق رابطه بعد بیان خواهد شد.

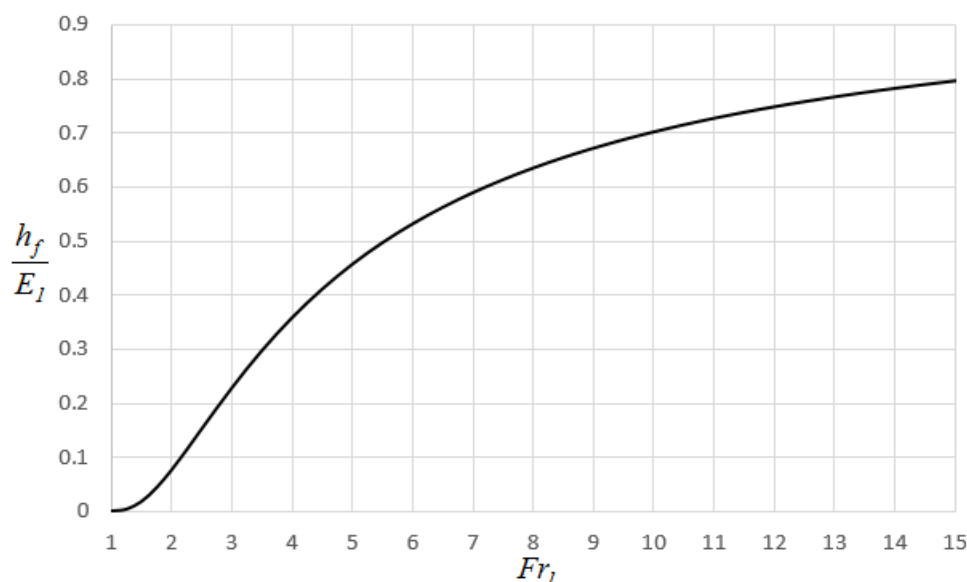
$$\frac{h_f}{E_1} = \frac{(\sqrt{1 + 8F_{r1}^2} - 3)^2}{(16 + 8F_{r1}^2)(\sqrt{1 + 8F_{r1}^2} - 1)} \quad (18-3)$$

نمودار نسبت افت انرژی به انرژی مخصوص مقطع قبل از پرش در برابر عدد فرود مقطع قبل از پرش در شکل (۳-۱۵) ترسیم شده است. همانطور که از این نمودار مشخص است بین اعداد فرود ۱ تا حدود عدد فرود ۹، میزان درصد افت انرژی نسبت به انرژی مخصوص مقطع قبل از پرش به طور قابل توجهی رشد می کند ولی با افزایش عدد فرود به مقادیر بالای حدود ۹ میزان رشد افت انرژی کمتر شده و در حدود ۸۰ درصد خواهد بود.

مساله ۳-۷: در یک کانال مستطیلی به عرض کف ۱ متر عمق جریان برابر ۰/۳ متر اندازه گیری شده است اگر دبی جریان ۲/۵ متر مکعب بر ثانیه باشد در صورت وقوع پرش هیدرولیکی عمق بعد از پرش و میزان افت انرژی ناشی از پرش را به دست آورید.

ابتدا عدد فرود قبل از پرش محاسبه می شود:

$$F_{r1} = \sqrt{\frac{QT}{gA^3}} = \sqrt{\frac{2/5 \times 1}{9/81 \times (1 \times 0/3)^3}} = 4/86$$



شکل ۳-۱۵ نمودار افت انرژی در پرش هیدرولیکی به ازای اعداد فرود مختلف برای کانال مستطیلی.

با توجه به این که عدد فرود جریان بیشتر از ۱ می باشد امکان وقوع پرش هیدرولیکی وجود دارد. در صورت وقوع پرش با توجه به عدد فرود و عمق اولیه جریان، عمق بعد از پرش را می توان با توجه به معادله (۱۲-۳) به دست آورد.

$$\frac{y_r}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8(F_{r1})^2} - 1) = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \times 4 / 86^2} - 1) = 6 / 39$$

$$\rightarrow y_r = 6 / 39 \times 0 / 3 = 1 / 917 m$$

میزان افت انرژی را نیز از شکل (۱۱-۳) و یا معادله (۱۴-۳) می توان به دست آورد.

$$h_f = \frac{(y_r - y_1)^3}{4 y_1 y_r} = \frac{(1 / 917 - 0 / 3)^3}{4 \times 0 / 3 \times 1 / 917} = 1 / 84 m$$

این میزان افت انرژی در طول کوتاهی که پرش در آن اتفاق می افتد قابل توجه می باشد.

مساله ۳-۸: در مساله قبل اگر عمق بعد از پرش ۱/۵ متر باشد عمق قبل از پرش را به دست آورید. ابتدا عدد فرود مقطع بعد از پرش محاسبه می شود.

$$F_{r2} = \sqrt{\frac{Q^2 T}{g A^3}} = \sqrt{\frac{2 / 5^2 \times 1}{9 / 81 \times (1 \times 1 / 5)^3}} = 0 / 43$$

چون عدد فرود مقطع بعد از پرش کمتر از ۱ می باشد بنابراین امکان وقوع پرش وجود دارد. با توجه به این که عمق بعد از پرش مشخص است عمق قبل از پرش را می توان از معادله (۱۳-۳) به دست آورد.

$$\frac{y_1}{y_r} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8(F_{r2})^2} - 1) = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \times 0 / 43^2} - 1) = 0 / 288$$

$$\rightarrow y_1 = 0 / 288 \times 1 / 5 = 0 / 432 m$$

مساله ۳-۹: در یک کانال مستطیلی با عرض کف ۱/۲ متر دبی ۲ متر مکعب بر ثانیه در جریان است. اگر در این کانال یک پرش هیدرولیکی با عمق اولیه ۰/۳۵ متر اتفاق بیافتد عمق بعد از پرش و افت انرژی را با فرض آن که در محل تشکیل پرش کف کانال بالا آمده باشد و نیروی وارد از طرف برآمدگی به جریان ۲۰۰۰ نیوتن اندازه گیری شده باشد به دست آورید.

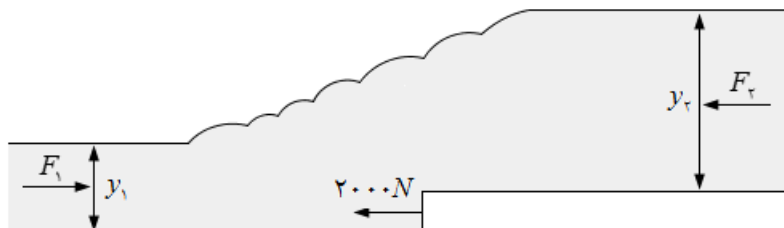
هنگامی که مانعی در مسیر جریان وجود داشته باشد و پرش بر روی این مانع صورت بگیرد آنگاه با توجه به معادله بقای مومنوم خواهیم داشت (شکل ۳-۱۶).

$$\frac{F_{ext}}{\gamma} \Rightarrow -\frac{F_o}{\gamma} = F_p - F_1$$

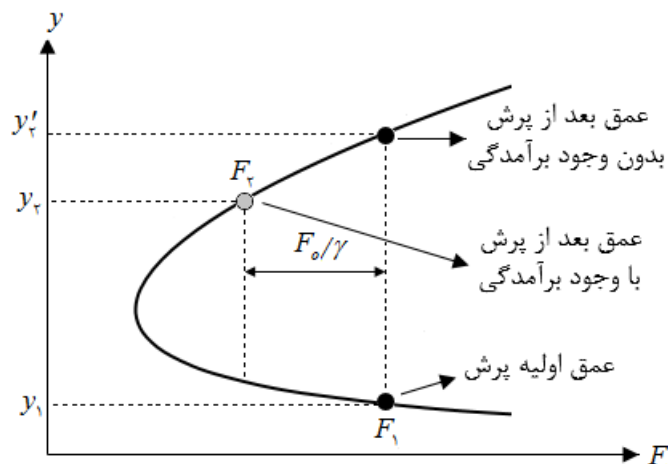
در این رابطه F_o نیروی وارد از طرف مقطع برآمده به جریان می باشد. با محاسبه نیروی مخصوص مقطع قبل از پرش و لحاظ کردن رابطه نیروی مخصوص بعد از پرش و اعمال آن در رابطه بالا خواهیم داشت.

$$-\frac{2000}{9810} = \left(\frac{2^2}{9/81 \times (1/2 \times y_p)} + \frac{y_p^2}{2} \times 1/2 \right) - \left(\frac{2^2}{9/81 \times (1/2 \times 0/35)} + \frac{0/35^2}{2} \times 1/2 \right)$$

با حل معادله این معادله عمق بعد از پرش برابر با $y_p = 0/86m$ به دست می آید. در صورت عدم وجود مانع، عمق بعد از پرش بیشتر شده و برابر با $1/1$ متر خواهد بود. در شکل (۳-۱۷) کاهش عمق بعد از پرش ناشی از وجود مانع با استفاده از منحنی نیروی مخصوص نشان داده شده است. به طور کلی هر عاملی که نیرویی مخالف جهت جریان وارد کند باعث کاهش عمق بعد از پرش و در مقابل هر عاملی که نیروی موافق جهت جریان وارد کند باعث افزایش عمق بعد از پرش خواهد شد. به عنوان مثال در کانالهایی که دارای شیب زیاد باشند مولفه وزن در راستای جریان باعث افزایش نیروی مخصوص و افزایش عمق بعد از پرش خواهد شد. به عبارت دیگر می توان گفت موانع پیش روی جریان علاوه بر آنکه باعث افت انرژی می شوند نیروی مخصوص را نیز در راستای جریان کاهش می دهند. همانطور که منبع خارجی انرژی مانند پمپ باعث افزایش انرژی جریان خواهد شد نیروهایی که در راستای جریان وارد می شوند نیز باعث افزایش نیروی مخصوص جریان می شوند. بدیهی است که با کاهش ارتفاع کف کانال در مقطع بعد از پرش ارتفاع پرش بیشتر خواهد شد.



شکل ۳-۱۶ تحلیل پرش هیدرولیکی بر روی برآمدگی در بستر برای مساله ۳-۹.

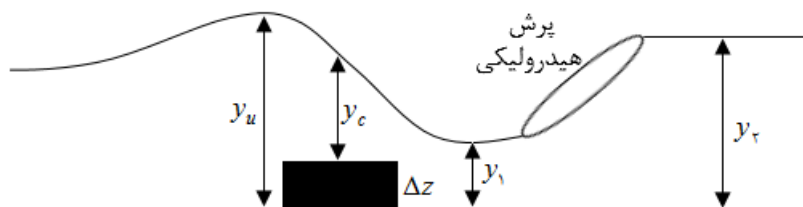


شکل ۳-۱۷ تحلیل پرش هیدرولیکی بر روی برآمدگی در بستر برای مساله ۳-۹. با استفاده از منحنی نیروی مخصوص.

مساله ۳-۱۰: در یک کانال مستطیلی با عرض ۲ متر در اثر بالا آمدن کف یک جریان فوق بحرانی در پایین دست برآمدگی ایجاد می شود که در نهایت منجر به یک پرش هیدرولیکی می شود (شکل (۳-۲۰)). اگر دبی جریان ۴ متر مکعب بر ثانیه باشد و عمق بعد از پرش ۱/۱ متر باشد در این صورت ارتفاع برآمدگی و عمق جریان قبل از برآمدگی را به دست آورید.

با توجه این که در پایین دست برآمدگی، یک جریان فوق بحرانی و پرش هیدرولیکی تشکیل شده است در صورتی که در بالا دست برآمدگی جریان زیر بحرانی باشد این بدان معناست که در اثر افزایش ارتفاع کف انسداد هیدرولیکی رخ داده است. در مرحله اول با توجه به اطلاعات موجود عمق قبل از پرش به دست می آید.

$$(F_{r1})^2 = \frac{4^2 \cdot 2}{9.81 \cdot (2 \cdot 1/1)^3} = 0.306 \rightarrow \frac{y_1}{1/1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \cdot 0.306} - 1) \rightarrow y_1 = 0.471 \text{ m}$$



شکل ۳-۱۸ تغییر عمق در اطراف یک مانع پس از رفع انسداد برای مساله ۳-۱۰.

این عمق با عمق جریان قبل از مانع پس از رفع انسداد متناوب می باشد بنابراین:

$$E_1 = 0.471 + \frac{4}{2 \times 9.81 \times 0.471^2} = 1.39 \rightarrow E_1 = E_u$$

$$E_u = 1.39 = y_u + \frac{4}{2 \times 9.81 \times y_u^2} \rightarrow y_u = 1.26$$

در این معادلات y_u عمق جریان در بالا دست برآمدگی بعد از رفع انسداد می باشد. با توجه به این که در اثر انسداد عمق بحرانی بر روی برآمدگی کف ایجاد شده است می توان با توجه به مفهوم انرژی مخصوص ارتفاع برآمدگی را به دست آورد:

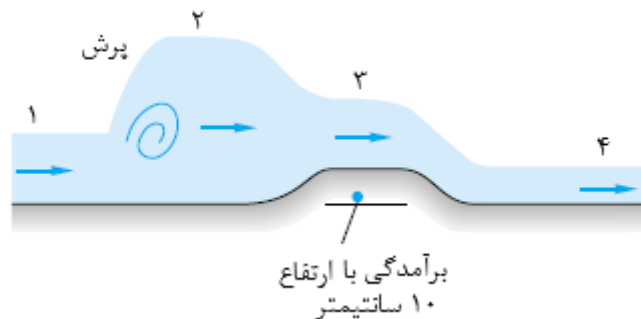
$$y_c = \sqrt[3]{\frac{4}{9.81}} = 0.741 \rightarrow E_c = \frac{3}{2} y_c = 1.11$$

$$E_1 = E_u = 1.39 = E_c + \Delta z \rightarrow \Delta z = 1.39 - 1.11 = 0.28 \text{ m}$$

مساله ۳-۱۱: در یک کانال مستطیلی با عرض ۱ متر در اثر بالا آمدن کف به اندازه ۱۰ سانتیمتر یک پرش هیدرولیکی مطابق شکل (۳-۱۹) در بالادست برآمدگی ایجاد می شود. اگر عمق روی برآمدگی ۳۰ سانتیمتر باشد اعماق جریان در مقاطع ۱، ۲ و ۴ را به دست آورید.

اگر در بالادست برآمدگی پرش رخ دهد این بدان معناست که یک انسداد در جریان رخ داده است و بعد از رفع انسداد بر روی مقطع برآمده وضعیت جریان زیر بحرانی خواهد بود. بنابراین دبی جریان را طبق معادله زیر می توان به دست آورد.

$$y_c = 0.3 = \sqrt[3]{\frac{q^2}{9.81}} \rightarrow q = 0.51 \text{ m}^3 / \text{s} \rightarrow Q = q \times 1 = 0.51 \text{ m}^3 / \text{s}$$



شکل ۳-۱۹ تغییر عمق در اطراف یک مانع پس از رفع انسداد برای مساله ۳-۱۱.

با اعمال معادله بقای انرژی بین مقاطع ۲ و ۳ خواهیم داشت:

$$E_2 = \frac{3}{2} * 0.3 + 0.1 = 0.55 \rightarrow 0.55 = y_2 + \frac{0.51^2}{2 * 9.81 * y_2^2} \rightarrow y_2 = 0.496m$$

اعماق ۲ و ۳ متناوب بوده و خواهیم داشت:

$$E_2 = E_3 \rightarrow 0.55 = y_3 + \frac{0.51^2}{2 * 9.81 * y_3^2} \rightarrow y_3 = 0.216m$$

با مشخص بودن عمق مقطع ۲ به عنوان عمق بعد از پرش عمق قبل از پرش را نیز می توان در مقطع ۱ می توان به دست آورد.

$$(F_{r2})^2 = \frac{0.51^2 * 1}{9.81 * (0.496 * 1)^3} = 0.217$$

$$\rightarrow \frac{y_1}{0.496} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 * 0.217} - 1) \rightarrow y_1 = 0.16m$$

مساله ۳-۱۲: تغییر وضعیت جریان از حالت زیر بحرانی به فوق بحرانی و بالعکس را در اثر تغییر ارتفاع کف و عرض مقطع جریان تحلیل کنید.

در مساله قبل حالت های مختلف رفتار جریان در اثر تغییر ارتفاع کف و عرض مقطع به ویژه برای کانال های مستطیلی مورد بررسی قرار گرفت که خلاصه آن در این بخش ارائه می شود که می تواند درک عمیقتری از جریان سیال به دست آورد. مشاهده شد که در جریان زیر بحرانی هنگامی که کف کانال به اندازه کافی بالا بیاید و یا عرض کانال کاهش یابد امکان به وجود آمدن انسداد وجود خواهد داشت که بعد از رفع انسداد با فرض آنکه در بالادست، جریان زیر بحرانی باشد در پایین دست جریان فوق بحرانی و بعد از آن پرش شکل می گیرد (مساله ۳-۱۰). به عبارت دیگر تنگ شدگی و یا افزایش ارتفاع کف کانال می تواند جریان را از حالت زیر بحرانی به فوق بحرانی تبدیل کند.

در مقابل در جریان فوق بحرانی هنگام مواجه با افزایش ارتفاع کف و تنگ شدگی به اندازه کافی عمق جریان به میزان قابل توجهی افزایش می یابد که اگر از عمق بحرانی بیشتر باشد قطعاً منجر به پرش هیدرولیکی و شکل گیری جریان زیر بحرانی می شود. به عبارت دیگر در این وضعیت نیز تغییر وضعیت جریان عکس حالت قبل از وضعیت فوق بحرانی به زیر بحرانی وجود دارد. در حالت کلی می توان نتیجه گرفت که افزایش ارتفاع بستر و کاهش عرض کانال در صورتی که به اندازه کافی باشد می تواند جریان را از حالت زیر بحرانی به فوق بحرانی و یا بالعکس تغییر

دهد ولی کاهش ارتفاع کف و افزایش عرض کانال جریان زیر بحرانی را زیر بحرانی تر و جریان فوق بحرانی را فوق بحرانی تر کرده و از عمق بحرانی دورتر می کند و تغییر وضعیت جریان را دشوارتر می کند.

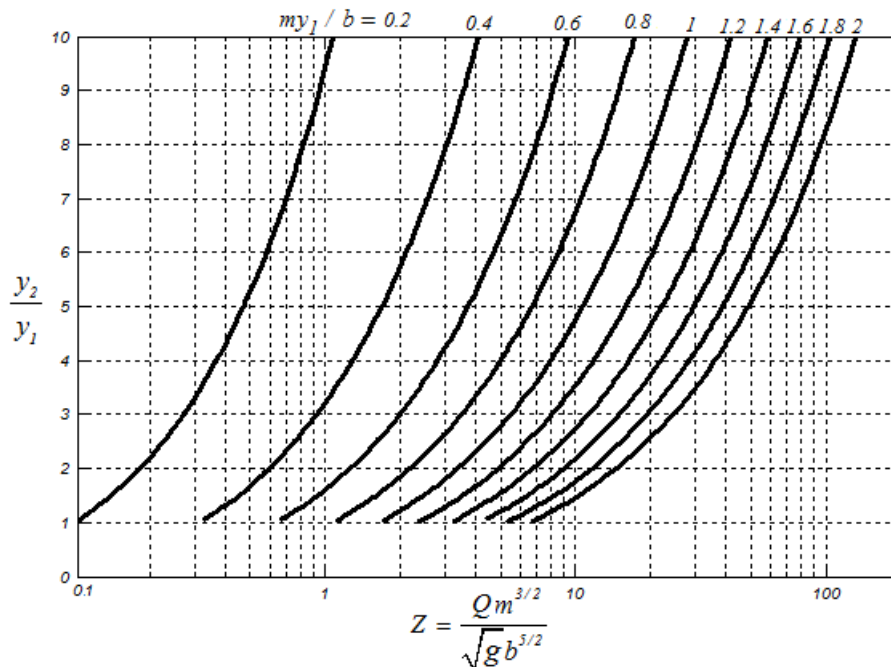
نکته مهم دیگر در تغییر ویژگیهای عمق بعد از پرش در شرایط تغییر ارتفاع کف و عرض کانال می باشد که با توجه به نمودارهای انرژی مخصوص و نیروی مخصوص به راحتی می توان مورد بررسی قرار دارد. اما به طور خلاصه می توان گفت که چون وضعیت جریان بعد از پرش زیر بحرانی است تغییر این عمق در اثر عوامل اشاره شده متناسب با ویژگیهای جریان زیر بحرانی می باشد که در فصل قبل بدان اشاره شد. به عبارت دیگر با افزایش ارتفاع کف و یا کاهش عرض کانال عمق جریان زیر بحرانی که همان عمق بعد از پرش می باشد کاهش می یابد. در مقابل کاهش ارتفاع کف و یا افزایش عرض کانال باعث افزایش عمق جریان زیر بحرانی یا همان عمق بعد از پرش می شود.

۳-۲-۳ پرش هیدرولیکی در کانال دوزنقه‌ای

تنها برای کانالهای مستطیلی می توان رابطه ای صریح بین عمق قبل و بعد از پرش هیدرولیکی ارائه کرد. برای کانالهای دوزنقه‌ای با اعمال تعادل نیروی مخصوص قبل و بعد از پرش و همچنین لحاظ کردن فاصله مرکز سطح یک کانال دوزنقه‌ای نسب به سطح آزاد خواهیم داشت:

$$F_1 = F_2 \rightarrow \frac{Q^2}{g(b y_1 + m y_1^2)} + \frac{m}{3} y_1^3 + \frac{b}{2} y_1^2 = \frac{Q^2}{g(b y_2 + m y_2^2)} + \frac{m}{3} y_2^3 + \frac{b}{2} y_2^2 \quad (19-3)$$

اگر عمق قبل از پرش معلوم باشد به راحتی با یک فرآیند سعی و خطا می توان معادله بالا را حل کرده و عمق بعد از پرش را به دست آورد و همچنین اگر عمق بعد از پرش مشخص باشد نیز همین فرآیند را تکرار کرده و عمق قبل از پرش را می توان به دست آورد. این فرآیند به ازای مقادیر مختلف dy ، عرض کف کانال و شیب جانبی صورت گرفته است و نسبت عمق بعد از پرش به قبل از پرش به دست آمده و نتایج محاسبات در شکل (۳-۲۰) ارائه شده است. توجه به این نکته ضروری است که محور افقی نمودار فاکتور سطح برای کانال دوزنقه‌ای می باشد که در فصل پیش معرفی شد و به ازای مقادیر مختلف my_1 / b یک نمودار مجزا ارائه شده است. y_1 عمق قبل از پرش و y_2 عمق بعد از پرش در این نمودار می باشند. نحوه استفاده از این نمودار بدین ترتیب است با توجه به مقادیر عرض کف، شیب جانبی و عمق اولیه پرش مقدار my_1 / b محاسبه شده و نمودار مرتبط انتخاب می شود. با محاسبه فاکتور سطح از رابطه $Z = Qm^{3/2} / (\sqrt{g} b^{5/2})$ می توان با توجه به نمودار مربوطه مقدار نسبت عمق بعد از پرش



شکل ۳-۲۰ نسبت عمق بعد از پرش به قبل از پرش برای مقاطع مختلف کانال دوزنقه ای [۲۶].

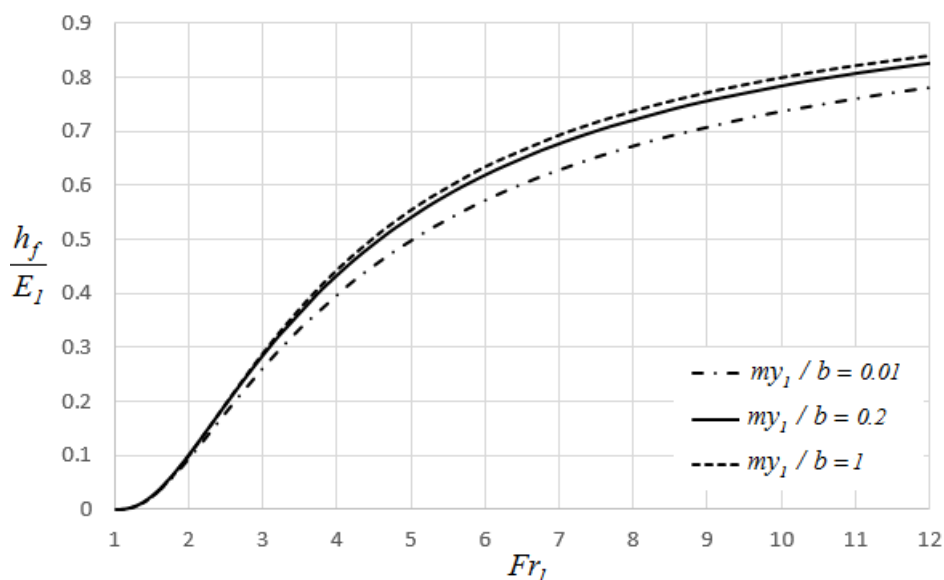
به قبل پرش را از محور عمودی به دست آورده و در نهایت عمق بعد از پرش را محاسبه کرد. در شکل (۳-۲۱) نیز به ازای عدد فرود های مختلف نمودار میزان نسبت افت انرژی به انرژی مخصوص مقطع قبل از پرش ترسیم شده است [۲۶]. لازم به ذکر است که در این شکل به ازای سه مقدار مختلف my_1/b این نمودار ها ترسیم شده است. مشاهده می شود با افزایش my_1/b افت انرژی افزایش می یابد و همچنین نمودار ها به یکدیگر نزدیک می شوند.

مساله ۳-۱۳: در یک کانال دوزنقه ای دبی ۵ متر مکعب بر ثانیه با عمق ۰/۴ متر در جریان است. اگر عرض کف کانال ۲ متر و شیب جانبی آن ۱ باشد در صورت وقوع پرش هیدرولیکی عمق بعد از پرش را به دست آورید.

عدد فرود جریان برابر است با:

$$F_{r1} = \sqrt{\frac{Q^3 T}{g A^3}} = \sqrt{\frac{5^3 \times (2 + 2 \times 1 \times 0.4)}{9.81 \times (2 \times 0.4 + 1 \times 0.4^3)^3}} = 2.84$$

چون جریان فوق بحرانی است امکان تشکیل پرش وجود دارد. با اعمال تعادل نیروی مخصوص قبل و بعد از پرش خواهیم داشت:



شکل ۳-۲۱ افت انرژی در پرش هیدرولیکی برای مقاطع مختلف کانال دوزنقه‌ای به ازای مقادیر مختلف عدد فرود.

$$F_1 = F_y \rightarrow \frac{\delta^2}{9/81 \times (2 \times 0/4 + 1 \times 0/4^2)} + \frac{1}{3} \times 0/4^2 + \frac{2}{2} \times 0/4^2$$

$$= \frac{\delta^2}{9/81 \times (2 y_y + y_y^2)} + \frac{1}{3} y_y^2 + \frac{2}{2} y_y^2$$

$$\rightarrow \frac{2/55}{(2 y_y + y_y^2)} + 0/333 y_y^2 + y_y^2 - 2/84 = 0$$

با حل معادله بالا عمق بعد از پرش برابر است با:

$$y_y = 1/25 \delta m$$

با استفاده از نمودار نیز می‌توان عمق بعد از پرش را به دست آورد. در مرحله اول فاکتور سطح محاسبه شود.

$$Z = \frac{Q^2 m^{3/2}}{\sqrt{g b^{\delta+2}}} = \frac{\delta \times 1^{3/2}}{\sqrt{9/81 \times 2^{\delta+2}}} = 0/282$$

فاکتور my_1 / b برای این کانال برابر 0.2 می باشد بنابراین با توجه به نمودار شکل (۳-۲۰) نسبت عمق بعد پرش به قبل پرش حدود $3/1$ قرائت می شود که در این صورت عمق بعد از پرش برابر است با:

$$\frac{y_2}{y_1} = 3/1 \rightarrow y_2 = 3/1 \times 0.4 = 1.24 \text{ m}$$

مقدار محاسبه شده از نمودار و حل مستقیم معادله تعادل نیروی مخصوص برای عمق بعد از پرش با دقت قابل قبولی به یکدیگر نزدیک می باشد. همچنین با توجه به عدد فرود و نمودار شکل (۳-۲۱) میزان درصد افت انرژی حدود 27 درصد از روی شکل خوانده می شود.

۳-۳-۳ پرش هیدرولیکی در کانال دایره ای

برای کانال دایره ای نیز مانند کانال دوزنقه ای می توان با لحاظ کردن تعادل نیروی مخصوص رابطه بین عمق قبل و بعد از پرش را به دست آورد و نموداری مانند شکل (۳-۲۲) و برای میزان افت انرژی شکل (۳-۲۳) را ترسیم نمود [۲۲]. همانطور که اشاره شد رابطه بین عمق قبل و بعد از پرش تنها برای کانال مستطیلی رابطه صریح و مشخص می باشد و برای دیگر مقاطع باید یک معادله غیر خطی را حل نمود. با توجه به ویژگی های هندسی کانال دایره ای نیروی مخصوص برابر است با:

$$F = (3 \sin(\theta/2) - \sin^3(\theta/2) - 3(\theta/2) \cos(\theta/2)) d^3/24 + Q^2 / (g d^3 (\theta - \sin(\theta)/8)) \quad (20-3)$$

مساله ۳-۱۴: در یک کانال دایره ای به قطر $1/2$ متر دبی جریان 1 متر مکعب بر ثانیه، عمق جریان 0.36 متر می باشد. در صورت تشکیل پرش عمق بعد از پرش را محاسبه کنید.

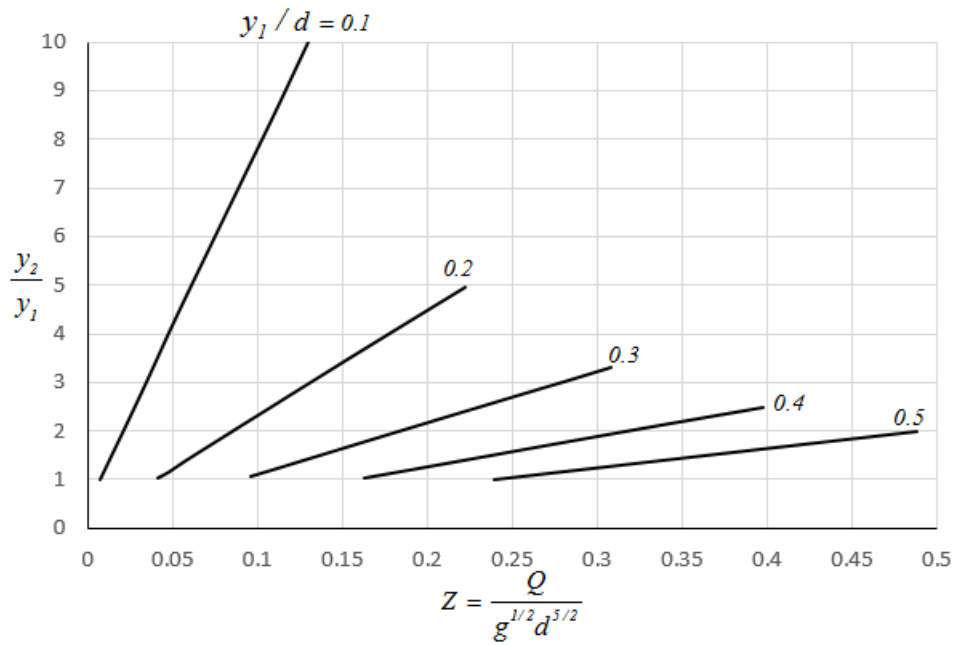
با توجه به ویژگی های هندسی کانال دایره ای و معادلات (۳-۴۳) و (۳-۴۴) عدد فرود برابر است با:

$$\theta = 2 \cos^{-1} \left(1 - \frac{2y}{d} \right) = 2 \cos^{-1} \left(1 - \frac{2 \times 0.36}{1/2} \right) = 2/32$$

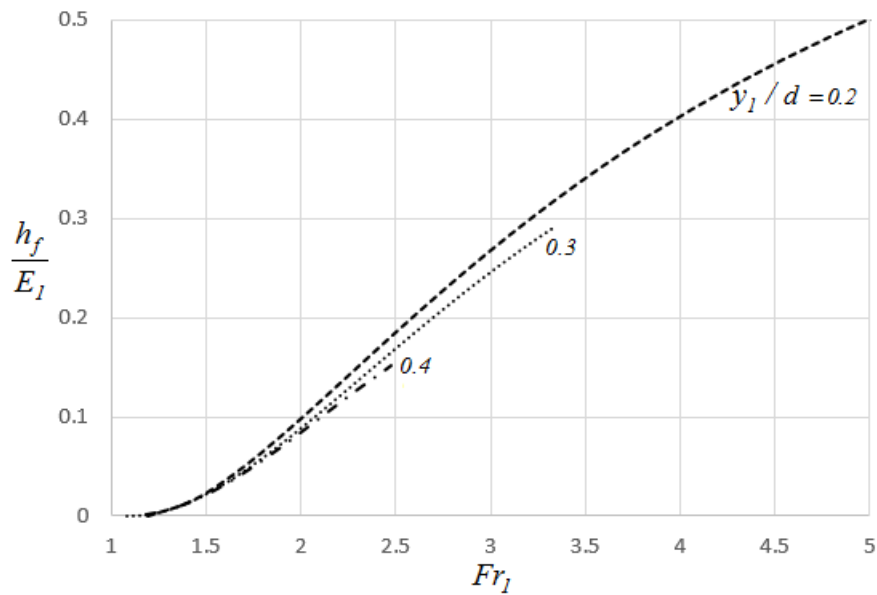
$$T = d \sin\left(\frac{\theta}{2}\right) = 1/2 \sin\left(\frac{2/32}{2}\right) = 1/1 \text{ m}$$

$$A = \frac{(\theta - \sin(\theta)) d^3}{8} = \frac{(2/32 - \sin(2/32)) \times 1/2^3}{8} = 0.286 \text{ m}^2$$

$$F_{r1} = \sqrt{\frac{Q^2 T}{g A^3}} = \sqrt{\frac{1^2 \times 1/1}{9.81 \times 0.286^3}} = 2/1$$



شکل ۳-۲۲ نسبت عمق بعد از پرش به قبل از پرش برای کانال دایره‌ای [۲۶].



شکل ۳-۲۳ افت انرژی در پرش هیدرولیکی برای کانال دایره‌ای به ازای مقادیر مختلف عدد فرود.

با توجه به عدد فروود جریان که بیشتر از ۱ می باشد امکان تشکیل پرش وجود دارد. برای استفاده از نمودار شکل (۳-۲۲) به منظور به دست آوردن عمق بعد از پرش فاکتور سطح برای کانال دایره ای باید محاسبه شود.

$$Z = \frac{Q}{\sqrt{gd^{\frac{5}{3}}}} = \frac{1}{\sqrt{9.81 \times 1/2^{\frac{5}{3}}}} = 0.2$$

با توجه به نسبت عمق قبل از پرش به قطر کانال $\frac{y_1}{d} = \frac{0.36}{1/2} = 0.3$ و نمودار شکل (۳-۲۲) و همچنین فاکتور سطح نسبت عمق بعد از پرش به قطر از پرش حدود ۲/۱ خوانده می شود. بنابراین عمق بعد از پرش برابر است با:

$$\frac{y_2}{y_1} = 2/1 \rightarrow y_2 = 2/1 \times 0.36 = 0.72 \text{ m}$$

همچنین میزان درصد افت انرژی با توجه به عدد فروود جریان در مقطع قبل از پرش و همچنین نسبت عمق جریان به قطر کانال از روی شکل (۳-۲۳) حدود ۱۳ درصد می باشد.

۳-۳-۴ پرش هیدرولیکی در کانال مثلثی

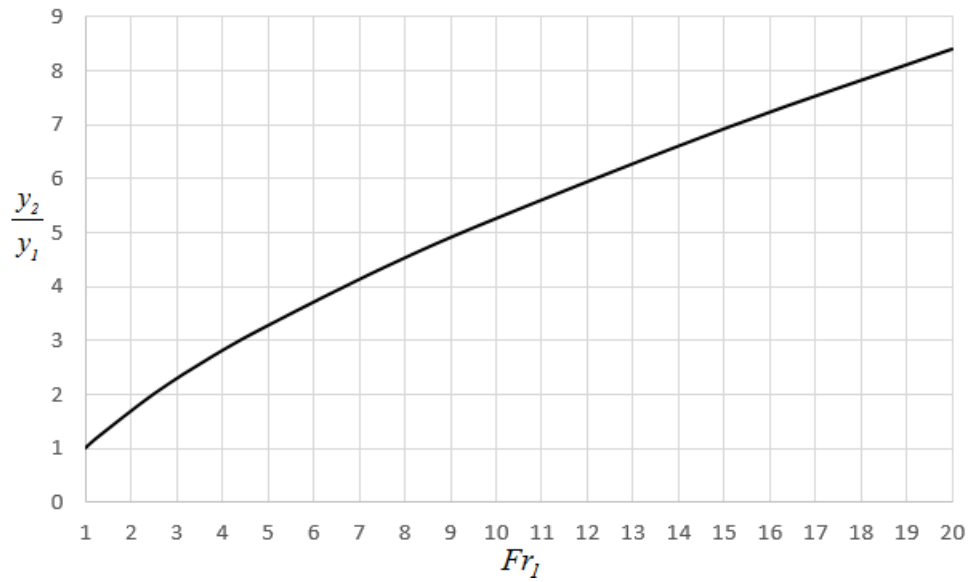
برای کانال مثلثی رابطه نیروی مخصوص با توجه به شیب جانبی مقطع عبارت است از:

$$F_1 = F_2 \rightarrow \frac{Q^2}{g(m y_1^3)} + \frac{m}{3} y_1^3 = \frac{Q^2}{g(m y_2^3)} + \frac{m}{3} y_2^3 \quad (21-3)$$

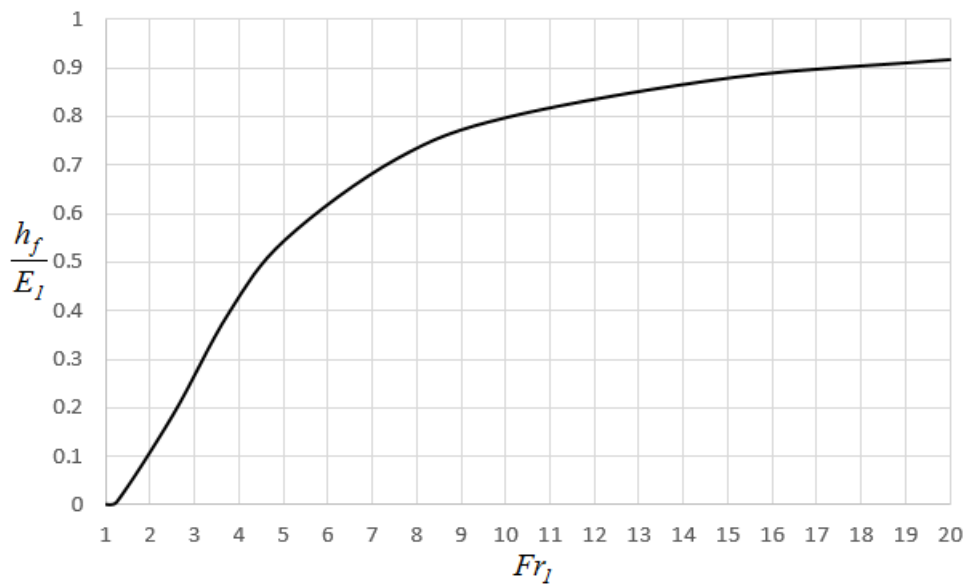
این معادله همانطور که نیز قبلاً بیان شد یک معادله غیر خطی بوده و با روش سعی و خطا به راحتی حل می شود. به ازای عدد فروود های مختلف معادله بالا حل شده و نسبت عمق بعد پرش به قبل پرش به دست آمده و در شکل (۳-۲۴) نتایج ارائه شده است. لازم به ذکر است که نمودار ارائه شده برای هر شیب جانبی مقطع کانال مثلثی قابل استفاده می باشد. همچنین می توان به نمودار به دست آمده یک تابع توانی برازش داد که معادله به دست آمده طبق رابطه (۳-۲۲) می باشد. ضریب هبستگی این معادله برابر ۱ می باشد و این بدان معناست که دقت نتایج به دست آمده از این رابطه بسیار بالا می باشد.

$$\frac{y_2}{y_1} = 1/229 \times F_{r1}^{0.6506} - 0/2289 \quad (22-3)$$

میزان افت انرژی ناشی از پرش در کانال مثلثی به ازای عدد فروود های مختلف نیز محاسبه شده و نتایج آن در شکل (۳-۲۵) ارائه شده است.



شکل ۳-۲۴ نسبت عمق بعد از پرش به قبل از پرش برای کانال مثلثی به ازای مقادیر مختلف عدد فرود [۲۶].



شکل ۳-۲۵ افت انرژی در پرش هیدرولیکی برای کانال مثلثی ازای مقادیر مختلف عدد فرود.

مساله ۳-۱۵: در یک کانال مثلثی با شیب جانبی ۲ عمق جریان ۰/۴۵ متر و دبی جریان ۳ متر مکعب بر ثانیه می باشد. اگر در این کانال پرش هیدرولیکی رخ دهد عمق بعد از پرش را محاسبه کنید.

عدد فرود قبل از پرش برابر است با:

$$F_{r1} = \sqrt{\frac{Q^2 T}{g A^3}} = \sqrt{\frac{3^2 \times (2 \times 2 \times 0.45)}{9.81 \times (2 \times 0.45^2)}} = 4.98$$

با توجه به عدد فرود محاسبه شده پرش هیدرولیکی تشکیل می شود. با اعمال معادله تعادل نیروی مخصوص قبل و بعد از پرش می توان عمق بعد از پرش را به دست آورد.

$$\begin{aligned} F_1 &= F_2 \rightarrow \frac{Q^2}{g(m y_1^3)} + \frac{m}{3} y_1^3 = \frac{Q^2}{g(m y_2^3)} + \frac{m}{3} y_2^3 \\ &\rightarrow \frac{3^2}{2 \times 9.81 \times y_2^3} + 0.667 y_2^3 = \frac{3^2}{9.81 \times (2 \times 0.45^2)} + \frac{2}{3} \times 0.45^3 \\ &\rightarrow \frac{0.459}{y_2^3} + 0.667 y_2^3 - 2.326 = 0 \\ &\rightarrow y_2 = 1.47m \end{aligned}$$

درصد افت انرژی نیز با توجه به شکل (۳-۲۵) حدود ۵۴ درصد می باشد. با استفاده از معادله (۳-۲۲) نیز می توان عمق بعد از پرش را به دست آورد.

$$\frac{y_2}{y_1} = 1.229 \times 4.98^{0.6506} - 0.2289 = 3.264 \rightarrow y_2 = 3.264 \times 0.45 = 1.469m$$

مقدار محاسبه شده عمق بعد از پرش توسط این رابطه تطابق بسیار خوبی با نتایج به دست آمده از حل مستقیم معادله تعادل نیروی مخصوص دارد که این امر نشان می دهد رابطه ارائه شده برای محاسبه نسبت عمق بعد از پرش به قبل از پرش برای کانال مثلثی بسیار دقیق و کارآمد می باشد.

۳-۴ مساله های پایان فصل سوم

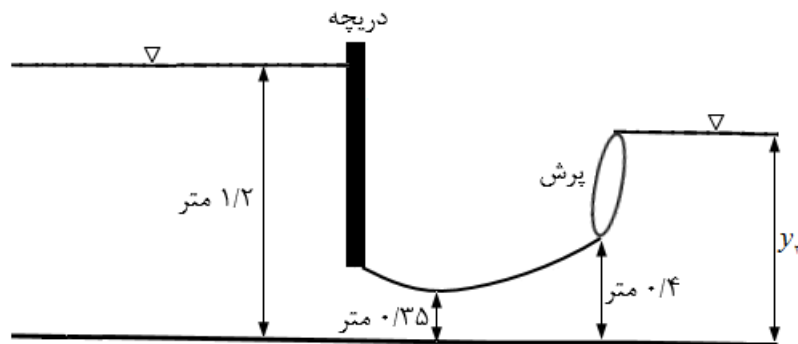
۳-۴-۱ در یک کانال مستطیلی به عرض ۲ متر اگر عمق قبل از پرش ۰/۳۵ متر و عمق بعد از پرش ۱/۵ متر باشد دبی جریان و افت انرژی در پرش را به دست آورید.

۳-۴-۲ برای شکل (۳-۲۰) اگر عرض کانال مستطیلی ۲/۵ متر و عمق قبل از پرش ۰/۳۵ متر و نسبت افت انرژی در پرش نسبت به انرژی مخصوص قبل از پرش ۲۰ درصد باشد دبی جریان، ارتفاع برآمدگی کف و عمق جریان قبل از برآمدگی را به دست آورید.

۳-۴-۳ در یک کانال دوزنقه ای با عرض کف ۲ متر و شیب جانبی ۰/۵ اگر عمق قبل از پرش و بعد از پرش به ترتیب ۰/۴ متر و ۱/۲ متر باشد دبی جریان و افت انرژی ناشی از پرش را به دست آورید.

۳-۴-۴ مساله ۳-۷ را با فرض آنکه نیروی وارد از طرف برآمدگی به جریان ۱۲۰۰ نیوتن باشد حل کنید.

۳-۴-۵ در یک کانال مستطیلی به عرض ۳ متر عمق قبل و بعد از دریاچه مطابق شکل (۳-۲۶) به ترتیب برابر با ۱/۲ و ۰/۳۵ متر می باشد در صورتی که در پایین دست دریاچه یک پرش هیدرولیکی با عمق اولیه ۰/۴ متر اتفاق بیافتد دبی جریان، نیروی وارد بر دریاچه و عمق بعد از پرش را به دست آورید.

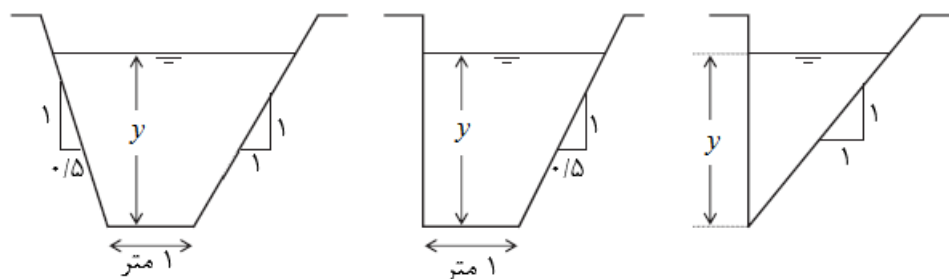


شکل ۳-۲۶ برای مساله ۳-۴-۵.

۳-۴-۶ نمودار نیروی مخصوص را برای یک کانال مثلثی با شیب جانبی ۲ که دبی ۳ متر مکعب بر ثانیه را عبور می دهد ترسیم کنید.

۳-۴-۷ برای مساله (۳-۱۰) نیروی وارد بر برآمدگی را به دست آورید.

۳-۴-۸ در هر کدام از مقاطع شکل (۳-۲۷) اگر دبی ۴ متر مکعب بر ثانیه در جریان باشد اگر برای هر سه مقطع عمق قبل از پرش ۰/۴ متر باشد عمق بعد از پرش برای هر مقطع را به دست آورید.



شکل ۳-۲۷ برای مساله ۳-۴-۸.

۳-۴-۹ در یک کانال دایره ای به قطر $\frac{2}{5}$ متر اگر عمق قبل از پرش $\frac{0.45}{1}$ و عمق بعد از پرش $\frac{2}{2}$ متر باشد دبی جریان و افت انرژی ناشی از پرش را به دست آورید.

۳-۴-۱۰ با استفاده از منحنی نیروی مخصوص تشریح کنید که چرا در جریان زیر بحرانی موانع سر راه جریان باعث کاهش عمق خواهد شد. چنین تحلیلی را با استفاده از انرژی مخصوص نیز انجام دهید.

۳-۴-۱۱ چرا بردار نیروی مخصوص هر سطح کنترلی همواره به سمت داخل حجم کنترل می باشد.

فصل چهارم

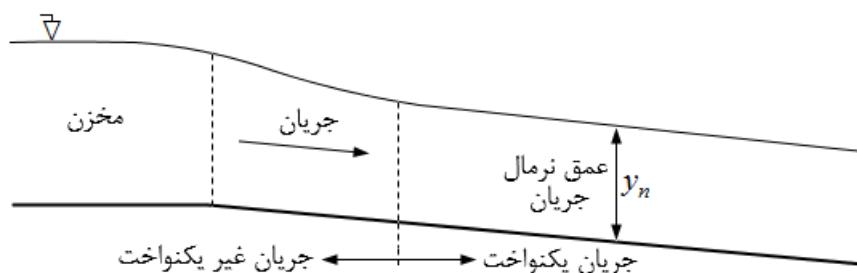
جریان نرمال

۱-۴ مقدمه

در بخش های پیش نحوه رفتار جریان و تغییر عمق و سرعت در مواجه با تغییراتی مانند برآمدگی یا فروافتادگی کف کانال و یا تغییر مقطع کانال مورد بررسی قرار گرفت. همچنین در مورد تغییر دبی در مسیر و واکنش جریانهای زیر بحرانی و فوق بحرانی بحث شد. به طور کلی هر عاملی که در مسیر جریان تغییر پیدا کند باعث تغییر ویژگیهای جریان مانند عمق و سرعت خواهد شد. در مقابل اگر در مسیر حرکت جریان هیچ تغییری صورت نگیرد و شکل مقطع، شیب کانال، جنس کانال و عواملی نظیر آن ثابت باقی بماند در این صورت عمق جریان بعد از رسیدن به شرایط پایدار بدون تغییر باقی می ماند که به آن اصطلاحاً عمق نرمال جریان گفته می شود.

۲-۴ جریان نرمال^۱

هنگامی که جریان مطابق شکل (۱-۴) از یک مخزن به یک کانال وارد شود در اثر تغییر ویژگیهای مقطع، عمق جریان تغییر ناگهانی خواهد داشت و یک جریان متغیر سریع در نزدیکی ورودی کانال به وجود می آید. اگر سطح مقطع کانال در طول مسیر ثابت بماند و اساساً هیچ تغییر عمده ای در طول کانال اتفاق نیافتد آنگاه تنها نیروی اصطکاک بستر، وزن سیال در راستای طولی کانال و نیروهای ناشی از فشار به جریان وارد خواهد شد. در ورودی کانال سرعت جریان کم است و از آنجایی که نیروی



شکل ۱-۴ تشکیل جریان یکنواخت در یک کانال طولانی [۲۷].

^۱ Normal Flow

اصطکاک بین بستر و جریان با سرعت متناسب است می توان گفت که مولفه نیروی وزن نسبت به نیروی اصطکاک بیشتر بوده که منجر به سرعت گرفتن جریان و کاهش عمق خواهد شد. با سرعت گرفتن جریان، نیروی اصطکاک نیز افزایش می یابد که از افزایش بیشتر سرعت جلوگیری می کند. اگر طول کانال زیاد باشد در نهایت شرایطی فرا می رسد که در آن نیروی اصطکاک، مولفه نیروی وزن در راستای جریان و نیروهای فشاری به تعادل می رسند و تحت این شرایط برآیند نیروهای وارد بر جریان در راستای طولی کانال برابر صفر بوده و سرعت و عمق جریان به یک مقدار ثابت میرسد که اصطلاحاً شرایط نرمال جریان نامیده می شود. شرایط نرمال جریان تا زمانی که تغییر در مسیر جریان نباشد ادامه خواهد یافت و در صورت وقوع هر تغییری مانند وجود سازه های هیدرولیکی، تغییر ویژگیهای مقطع و یا بستر کانال نسبت به این تغییر واکنش نشان داده و از حالت نرمال فاصله خواهد گرفت [۲۷].

۳-۴ معادلات جریان نرمال

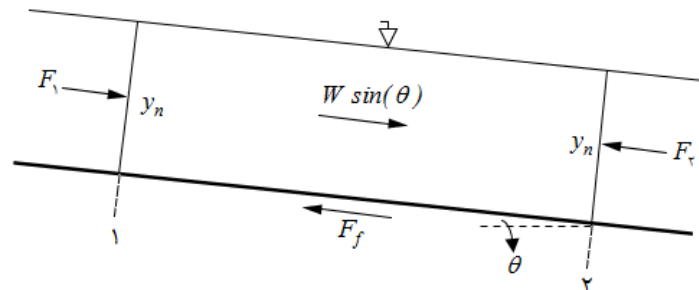
با اعمال معادله بقای مومنوم برای یک حجم کنترل دلخواه مانند شکل (۲-۴) برای شرایط نرمال جریان معادله زیر به دست می آید.

$$F_p - F_f = (W \sin(\theta) - F_f) / \gamma \quad (1-4)$$

در این رابطه F_p و F_f نیروی مخصوص مقطع اول و دوم، W نیروی وزن و F_b نیروی اصطکاک بستر می باشد.

با توجه به این که عمق و سرعت جریان در شرایط نرمال در تمامی مقاطع برابر است می توان گفت که نیروی مخصوص نیز بدون تغییر در مسیر جریان خواهد بود و تحت این شرایط معادله تعادل نیروها را به شکل زیر می توان ساده کرد.

$$F_f = W \sin(\theta) \quad (2-4)$$



شکل ۲-۴ نیروهای موثر بر یک حجم کنترل دلخواه در شرایط نرمال جریان.

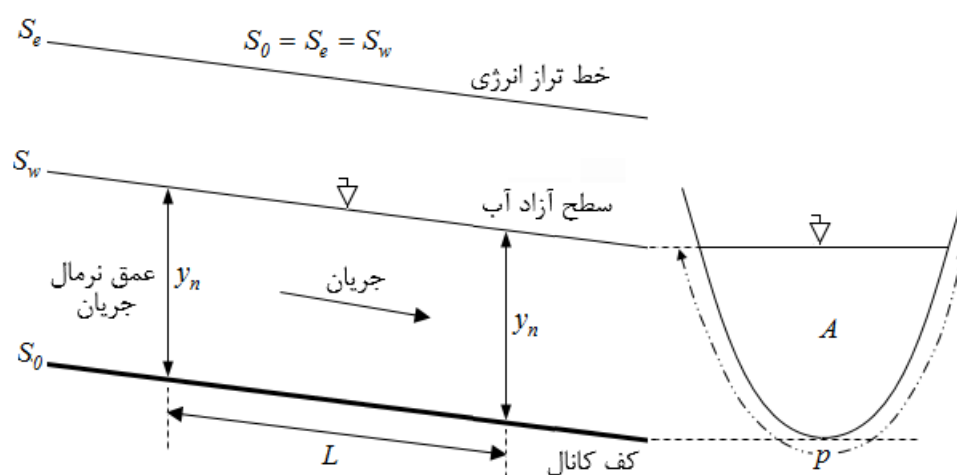
در شرایط نرمال جریان با توجه به این که عمق جریان در مقاطع مختلف یکسان می باشد بنابراین میتوان دریافت که شیب سطح آزاد آب با شیب بستر کانال باید برابر باشد زیرا اگر این دو شیب با یکدیگر برابر نباشند این بدین معناست که عمق جریان در حال تغییر است که در شرایط نرمال جریان امکان پذیر نمی باشد. فاصله خط تراز هیدرولیکی با خط انرژی برابر انرژی جنبشی می باشد و از آنجاییکه سرعت در تمام مقاطع جریان نرمال برابر است بنابراین می توان نتیجه گرفت شیب خط انرژی نیز با شیب کف کانال و شیب سطح آزاد آب نیز برابر می باشد. یعنی می توان گفت که:

$$S = S_0 = S_e = S_w \quad (3-4)$$

در این معادله S_0 ، S_e و S_w به ترتیب شیب کف کانال، خط انرژی و سطح آزاد می باشند.

۳-۴-۱ معادله شزی^۲

نیروی اصطکاک بستر (F_f) بر طبق فرضیات شزی متناسب با توان دوم سرعت می باشد. اگر میزان این نیرو در طول L در راستای جریان مد نظر باشد با توجه به مفهوم کمیت پیرامون تر شده و همچنین شکل (۳-۴) نیروی اصطکاک مقاوم در برابر جریان برابر است با [۲۸]:



شکل ۳-۴ شیب کف کانال، شیب سطح آزاد آب و شیب خط انرژی در جریان نرمال.

^۲Chezy Equation

$$F_f = KV^2 PL \quad (4-4)$$

در این رابطه K ثابت تناسب و P پیرامون تر شده می باشد. وزن سیال در طول L برابر است با:

$$W = \gamma AL \quad (5-4)$$

در این رابطه A سطح مقطع در جهت عمود بر جهت جریان می باشد. اگر شیب کف کانال کم باشد می توان گفت $S = \sin(\theta)$ و با ترکیب معادلات (۲-۴)، (۴-۴) و (۵-۴) خواهیم داشت:

$$\gamma ALS = KV^2 PL \quad (6-4)$$

با ساده کردن معادله بالا معادله شزی به دست می آید که اولین معادله ارائه شده برای جریان های نرمال می باشد [۲۸].

$$V = \sqrt{\frac{\gamma}{K} \frac{A}{P} S} \rightarrow V = \sqrt{\frac{\gamma}{K}} \sqrt{RS} \rightarrow V = C \sqrt{RS} \quad (7-4)$$

در این معادله R شعاع هیدرولیکی و C ضریب معادله شزی می باشد. تلاشهای بسیار زیادی صورت گرفته است تا ضریب معادله شزی مشخص شود. با برقراری رابطه بین معادله دارسی-وایسباخ و معادله شزی یک رابطه می توان برای ضریب شزی پیدا کرد. معادله دارسی-وایسباخ را با توجه به شیب خط انرژی برای یک کانال باز و با توجه به تعریف شعاع هیدرولیکی برای یک کانال دایره ای طبق رابطه زیر می توان خلاصه نمود.

$$S_e = \frac{h_f}{L} = \frac{fV^2}{\lambda gR} \quad (8-4)$$

در این رابطه f ضریب افت انرژی و h_f افت انرژی بین دو مقطع مورد نظری می باشد. با ترکیب دو معادله (۷-۴) و (۸-۴) ضریب معادله شزی طبق رابطه زیر خواهد بود.

$$C = \sqrt{\frac{\lambda g}{f}} \quad (9-4)$$

با توجه به عوامل موثر در ضریب f ، ضریب معادله شزی طبق رابطه بالا به زبری بستر و شرایط هیدرولیکی جریان مرتبط می باشد. برای ضریب زبری f برای شرایط مختلف هیدرولیکی شامل جریان آرام، آشفته و کاملاً آشفته معادلات مختلف ارائه شده است. با توجه به این که شرایط جریان در کانالهای

باز در اکثر موارد کاملاً آشفته می باشد تنها معادله ضریب f برای این حالت طبق رابطه زیر ارائه میشود [۲۱].

$$\sqrt{\frac{1}{f}} = -2 \log\left(\frac{k_s}{12R}\right) \quad (10-4)$$

در این معادله k_s متوسط ارتفاع برآمدگی سطح کانال می باشد. با ترکیب معادلات (۴-۹) و (۴-۱۰) ضریب شزی برابر خواهد بود با:

$$\frac{C}{\sqrt{14g}} = -2 \log\left(\frac{k_s}{12R}\right) \quad (11-4)$$

با توجه به این معادله، ضریب شزی به ارتفاع زبری بستر و شعاع هیدرولیکی مقطع وابسته می باشد. در این رابطه ضریب شزی به عدد رینولدز مرتبط نمی باشد زیرا این رابطه برای شرایط کاملاً آشفته بیان شده است که در آن شرایط هیدرولیکی جریان تاثیر گذار نمی باشد.

۲-۳-۴ معادله مانینگ^۳

مانینگ بعد از بررسی آزمایشات گوناگون برای جریان کاملاً آشفته ضریب زبری معادله شزی را طبق معادله زیر بیان کرده است [۲۶].

$$C = \frac{1}{n} R^{1.49} \quad (12-4)$$

در این رابطه R شعاع هیدرولیکی مقطع کانال و n ضریب زبری کانال می باشد. با اعمال ضریب شزی رابطه سرعت جریان نرمال به شکل زیر به دست می آید که رابطه مانینگ نامیده می شود.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} \sqrt{S} \quad (13-4)$$

اگر سطح مقطع جریان برابر A باشد آنگاه دبی جریان نرمال را نیز می توان به شکل زیر بیان کرد.

³ Manning Equation

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} \sqrt{S} \quad (14-4)$$

معادله مانینگ به طور گسترده در محاسبات جریان نرمال مورد استفاده قرار می گیرد. ضریب زبری n برخلاف تصور یک ضریب بدون بعد نمی باشد و دارای بعد $s/m^{1/3}$ می باشد. در صورتی که از سیستم مختصات آمریکایی استفاده شود باید تبدیل واحد برای ضریب زبری صورت بگیرد که ضریب این تبدیل واحد عدد $1/49$ می باشد و طبق رابطه زیر بیان می شود.

$$Q = \frac{1/49}{n} A R^{2/3} \sqrt{S} \quad (15-4)$$

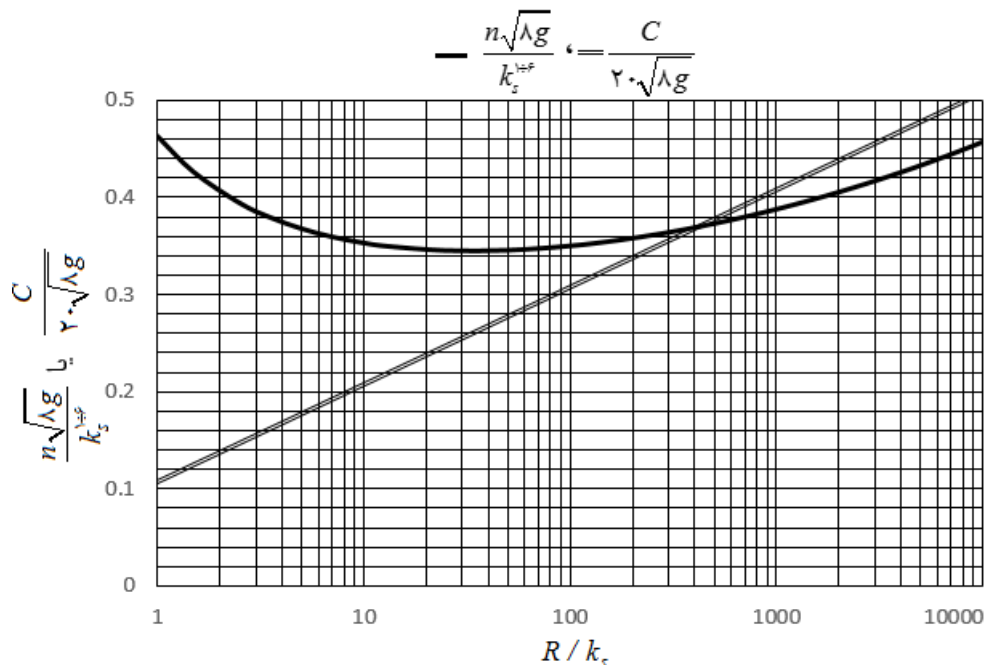
برای جریان کاملاً آشفته با عدد رینولدز خیلی زیاد که به طور معمول در جریان کانال های باز اتفاق می افتد ضریب زبری مانینگ با ترکیب معادلات (۴-۱۱) و (۴-۱۲) طبق معادله زیر می باشد.

$$\frac{n\sqrt{\lambda g}}{k_s^{1/6}} = \frac{(R/k_s)^{1/6}}{2\log(12R/k_s)} \quad (16-4)$$

بر مبنای معادلات (۴-۱۱) و (۴-۱۶) منحنی تغییرات ضریب زبری مانینگ و ضریب شزی برای مقادیر متفاوت R/k_s در شکل (۴-۴) ترسیم شده است. همانطور که از این شکل مشخص است عامل $n\sqrt{\lambda g}/k_s^{1/6}$ که در بردارنده ضریب زبری می باشد دارای تغییرات اندکی به ویژه در محدوده میانی محور افقی می باشد. به عبارت دیگر می توان گفت ضریب زبری مانینگ نسبت به تغییرات مشخصات هندسی مقطع (شعاع هیدرولیکی) چندان حساس نمی باشد و با دقت خوبی می توان آن را ثابت در نظر گرفت. در مقابل منحنی تغییرات ضریب شزی نشان می دهد این ضریب به نسبت قابل توجهی با تغییر R/k_s تغییر می کند و این ویژگی سبب می شود در محاسبات جریان های نرمال و متغیر تدریجی از معادله مانینگ نسبت به معادله شزی بیشتر استفاده شود [۲۱].

ضریب مانینگ به عوامل گوناگونی وابسته می باشد که در ادامه به چند مورد از آنها اشاره میشود [۲۸].

الف- زبری بستر: میزان پستی و بلندی و اساساً ناصافی و یا اندازه و شکل دانه های تشکیل دهنده بستر کانال از مهمترین عوامل تاثیر گذار در ضریب زبری مانینگ می باشد. به طور کلی اگر دانه های تشکیل دهنده بستر کانال ریز باشد ضریب زبری کم و اگر اندازه دانه ها زیاد باشد ضریب زبری مانینگ افزایش خواهد یافت. معمولاً در کانال های دست ساز ضریب زبری کمتر از کانال های طبیعی که در آنها



شکل ۴-۴ منحنی تغییرات ضریب زبری مانینگ و ضریب شزی در مقابل R / k_s [۲۱].

ممکن است مواد درشت دانه و حتی پاره سنگ های بزرگ نیز یافت شود خواهد بود. گاهی اوقات البته در جریان های آبرفتی و رسوبی مواد ریز دانه و شنی در بستر کانال تجمع کرده که منجر به کاهش قابل توجه ضریب زبری خواهد شد.

ب- پوشش گیاهی: همواره در بستر کانال ها پوشش گیاهی رشد می کند که می تواند به کانال های مصنوعی آسیب جدی وارد کرده و باعث ترک برداشتن بیشتر و هدر رفت آب از دیواره های کانال خواهد شد. علاوه بر این وجود گیاهان نیز باعث افزایش ضریب زبری خواهد شد و میزان دبی عبوری از کانال را کاهش خواهد داد. نوع پوشش گیاهی، تراکم پوشش، میزان رشد گیاهان نیز تاثیر گذار خواهد بود. میزان دبی عبوری نیز حتی می تواند باعث تغییر در ضریب زبری شود به گونه ای که با افزایش دبی معمولا گیاهان شکل خمیده به خود گرفته و ممانعت کمتری در برابر جریان به وجود خواهند آورد که باعث کاهش ضریب زبری خواهد شد. در مقابل اگر دبی کم باشد گیاهان حالت عمودی داشته و ضریب زبری را افزایش خواهند داد.

ج- تغییر مقطع و بستر کانال: هر گونه تغییر شکل در مقطع و یا ارتفاع بستر کانال و اساسا هر گونه غیر یکنواختی در طول کانال که باعث افت انرژی می شود باعث افزایش ضریب زبری خواهد شد. البته اگر این تغییرات ناگهانی نباشد آنگاه تاثیر چندانی در افزایش ضریب زبری نخواهد داشت.

د- **انحنای مسیر کانال:** در صورت تغییر مسیر طولی کانال ضریب زبری نیز افزایش خواهد یافت به گونه ای که اگر انحنا مسیر طولی کانال قابل توجه باشد آنگاه افزایش ضریب زبری نیز زیاد خواهد بود و در مواردی که تغییر مسیر کانال به آرامی صورت گیرد می توان از تاثیر این عامل در تغییر ضریب زبری صرف نظر نمود.

ه- **فرسایش و رسوبگذاری:** در حالت کلی می توان گفت که رسوبگذاری باعث کاهش ضریب زبری خواهد شد. البته این امر زمانی درست خواهد بود که مواد رسوب یافته ریز دانه باشد و تجمع آنها در بستر کانال باعث هموارتر شدن سطح کانال شود. در مواردی که مواد رسوبی درشت دانه باشد آنگاه تجمع آنها در بستر باعث افزایش ضریب زبری خواهد شد. فرسایش در کانال نیز هنگامی که بستر دارای مواد درشت دانه باشد می تواند با کندن این مواد سطح هموارتری ایجاد کرده و ضریب زبری را کاهش دهد. در مقابل اگر مواد بستر ریز دانه باشد فرسایش با کندن این مواد سطح ناهموار تر تولید کرده و ضریب زبری افزایش خواهد داشت.

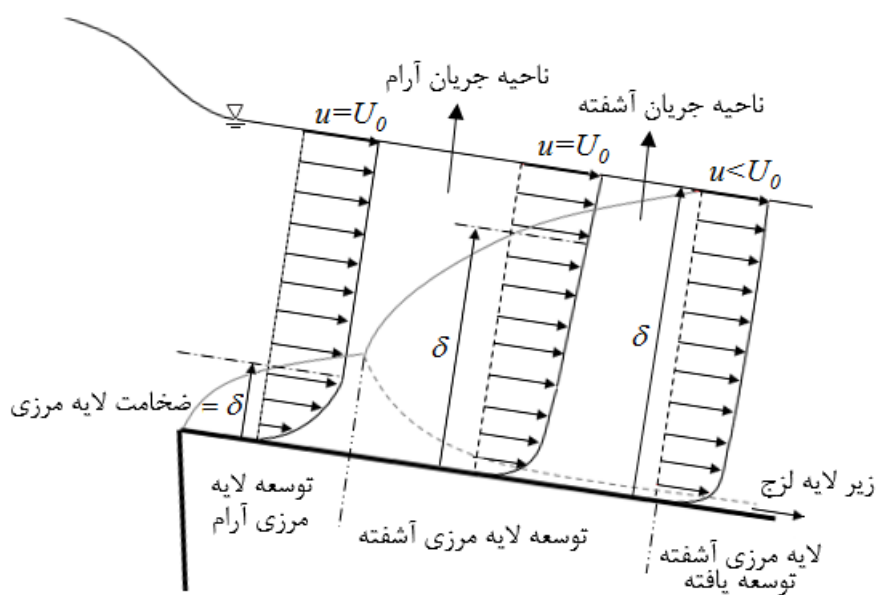
برآورد مناسب ضریب زبری مانینگ به ویژه برای مهندسان تازه کار معمولا دشوار می باشد ولی برای مهندسان با سابقه با در نظر گرفتن عوامل ذکر شده واحتمالا عوامل دیگر می توانند تقریب خوبی از ضریب زبری داشته باشند. در جدول (۴-۱) ضریب زبری بر اساس جنس بستر ارائه شده است که برای تقریب اولیه مناسب می باشد ولی در حالت کلی با توجه به موارد ذکر شده و تجربیات گذشته مقدار مناسب برای این ضریب را باید در نظر گرفت.

جدول ۴-۱ ضریب زبری مانینگ برای کانال با جنس بستر مختلف [۱۷].

نوع کانال	ضریب زبری	نوع کانال	ضریب زبری
برنجی صاف	۰/۰۱	رسی	۰/۰۱۳
فولاد جوشکاری شده	۰/۰۱۲	مصالح بنایی سیمانی شده	۰/۰۲۵
چدنی	۰/۰۱۴	آسفالت صاف	۰/۰۱۳
شیشه ای	۰/۰۱	آسفالت زبر	۰/۰۱۶
بتنی	۰/۰۱۴	خاکی تمیز	۰/۰۲۲
چوبی رگه دار	۰/۰۱۲	رودخانه بدون شکاف یا گودال	۰/۰۳
سیمانی	۰/۰۱۲	بوته زار با علف هرز	۰/۰۵

۴-۴ توسعه لایه مرزی^۴ در کانالها

همانطور که پیش از این اشاره شد یکی از عواملی که توزیع سرعت در مقطع کانال را تحت تاثیر قرار می دهد لزجت سیال است. در صورتی که سیال ایده آل و بدون لزجت در نظر گرفته شود توزیع سرعت در عمق جریان یکسان خواهد بود ولی زمانی که لزجت سیال در نظر گرفته شود توزیع سرعت در عمق سیال تغییرات گسترده ای خواهد داشت. برای بررسی تغییر توزیع سرعت در عمق، جریان از یک مخزن به یک کانال را مطابق شکل (۴-۵) مورد نظر است. در ابتدای کانال سرعت در سرتاسر عمق برابر یک مقدار ثابت U_0 خواهد بود. تنها در لایه های نزدیک به بستر، سرعت جریان تحت تاثیر لزجت بین سیال و دیواره از مقدار U_0 کمتر خواهد شد که توزیع سرعت برای این وضعیت در شکل ارائه شده است. به این بخش از سیال که توزیع سرعت آن تحت تاثیر بستر کانال قرار گرفته اصطلاحاً لایه مرزی گفته می شود. در ورودی کانال تا فاصله معینی وضعیت جریان آرام خواهد بود و لایه مرزی تشکیل شده نیز وضعیت آرام خواهد داشت. ضخامت لایه مرزی آرام، بسیار کم می باشد ولی در طول مسیر جریان به سمت پایین دست این ضخامت به آهستگی افزایش می یابد. با افزایش ضخامت لایه مرزی توزیع سرعت تا فاصله بیشتری از بستر تحت تاثیر بستر قرار خواهد گرفت [۲۹].



شکل ۴-۵ تشکیل زیر لایه لزج و توسعه لایه مرزی در یک کانال [۲۳].

⁴ Boundary Layer

با حرکت جریان به سمت پایین دست در نقطه ای بالاخره وضعیت جریان از حالت آرام به آشفته تبدیل خواهد شد که این تغییر وضعیت، ویژگیهای لایه مرزی را به شدت تحت تاثیر قرار خواهد داد. در وضعیت آشفته جریان، ضخامت لایه مرزی به سرعت افزایش می یابد و تنها بخش کوچکی از جریان در نزدیکی سطح آزاد وضعیت آرام داشته که سرعت این ناحیه از جریان همچنان برابر U_0 است و در بقیه عمق جریان سرعت از مقدار U_0 کمتر است. در نهایت ضخامت لایه مرزی آشفته کل عمق جریان را در بر می گیرد که اصطلاحاً جریان آشفته کاملاً توسعه یافته نامیده می شود. در این حالت سرعت در کل عمق تحت تاثیر بستر قرار گرفته و کمتر از مقدار U_0 خواهد بود [۲۳].

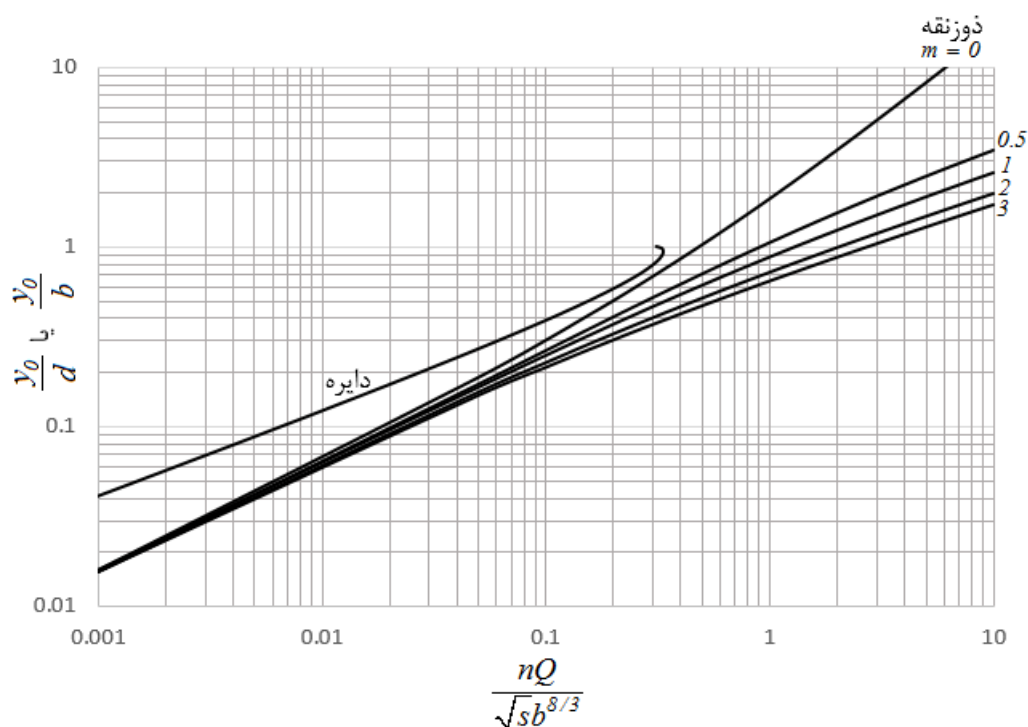
علیرغم آنکه وضعیت جریان در پایین دست کاملاً آشفته می باشد ولی در نزدیکی بستر یک لایه بسیار باریکی وجود دارد که وضعیت جریان در این ناحیه همچنان آرام خواهد بود و این لایه، توزیع سرعت در عمق جریان را به شدت تحت تاثیر قرار می دهد. به این لایه اصطلاحاً زیر لایه لزجی گفته می شود که مطابق شکل (۴-۵) ضخامت آن به سمت پایین دست کاهش می یابد. ضخامت این لایه به میزان زیادی بستگی به عدد رینولدز دارد و با افزایش آن کاهش می یابد. پیش از این در فصل اول در شکل (۱-۱۳) نحوه تغییر ضخامت زیر لایه لزجی نشان داده شده است. با توجه به این شکل می توان گفت در اعداد رینولدز خیلی بالا که معمولاً در جریان در کانال های باز با آن مواجه هستیم ضخامت زیر لایه لزج به حدی کاهش می یابد که پایین تر از برجستگی های بستر کانال قرار می گیرد و در این وضعیت، لزجت سیال تاثیر کمی بر روی ویژگیهای جریان خواهد داشت و عوامل موثر در تعیین رفتار جریان ویژگیهای هندسی مقطع و زبری بستر خواهد بود. با توجه به مطالب ذکر شده به راحتی می توان دریافت که چرا ضریب زبری مانینگ چندان وابسته به عدد رینولدز جریان نمی باشد و بیشتر تحت تاثیر ویژگیهای هندسی مقطع و بستر کانال می باشد. بدیهی است که در شرایطی که سطح بستر کانال بسیار صاف باشد و یا عمق جریان کم باشد آنگاه وضعیت جریان کاملاً آشفته نخواهد بود که در این صورت ضریب زبری مانینگ نیز تحت تاثیر عدد رینولدز خواهد بود.

۴-۵ محاسبات جریان نرمال

اساساً دو حالت در مسائل مربوط به جریان نرمال قابل تصور می باشد. در حالت اول عمق نرمال جریان معلوم بوده و دبی جریان نرمال مورد نظر است که در این حالت با لحاظ کردن عمق نرمال و ویژگی های هندسی مقطع کانال در رابطه مانینگ به راحتی می توان دبی نرمال جریان را به دست آورد. در مسائل مهندسی معمولاً این حالت کمتر مرسوم می باشد. در مقابل در بسیاری از مسائل مهندسی دبی طرح و یا دبی نرمال جریان با توجه به اهداف انتقال آب و با مطالعات نیاز سنجی پایین دست مسیر کانال از پیش معلوم و مشخص است. در این صورت باید با توجه به دبی، عمق نرمال جریان و ملاحظات

دیگر هیدرولیکی ابعاد مقطع کانال مشخص می شود. هنگامی که دبی نرمال جریان مشخص باشد به دست آوردن عمق نرمال جریان مستلزم حل یک معادله غیر خطی می باشد که با روشهای سعی و خطا می توان عمق نرمال جریان را با استفاده از رابطه مانینگ به دست آورد. زمانی که کانال عریض باشد شعاع هیدرولیکی با تقریب مناسب برابر عمق جریان می باشد که اعمال این شرایط محاسبات جریان های نرمال را ساده تر می کند. برای انواع کانال دوزنقه ای و کانال دایره ای محاسبات عمق نرمال جریان انجام شده و نتایج آن را می توان از شکل (۴-۶) به دست آورد. لازم به ذکر است که در این شکل b عرض کف کانال دوزنقه ای و یا مستطیلی و d قطر کانال دایره ای می باشد [۲۶]. برای هر کدام از منحنی های شکل (۴-۶) یک معادله توانی با استفاده از نرم افزار Matlab برازش داده شده است که نتایج آن در جدول (۴-۲) ارائه شده است.

مساله ۴-۱: در یک کانال مستطیلی با عرض ۱ متر که ضریب زبری بستر آن 0.02 و شیب طولی کانال 0.001 می باشد در صورتی که دبی نرمال جریان $2/5$ متر مکعب بر ثانیه باشد عمق نرمال جریان را به دست آورید.



شکل ۴-۶ نمودار تخمین عمق نرمال برای کانال های دوزنقه ای، مستطیلی و دایره ای [۲۶].

جدول ۴-۲ معادلات تخمین عمق نرمال برای کانال های مستطیلی، ذوزنقه ای و دایره ای.

نوع مقطع	معادله عمق نرمال
مستطیل	$\frac{y_n}{b} = \frac{1/588X^2 + 0/712X + 0/154}{(X + 0/244)}, X = \frac{nQ}{\sqrt{sb}^{1/3}}$
ذوزنقه ($m = 0/5$)	$\frac{y_n}{b} = 1/895X^{0/663} - 0/834X^{0/8}, X = \frac{nQ}{\sqrt{sb}^{1/3}}$
ذوزنقه ($m = 1$)	$\frac{y_n}{b} = 1/138X^{0/572} - 0/263X^{0/8}, X = \frac{nQ}{\sqrt{sb}^{1/3}}$
ذوزنقه ($m = 1/5$)	$\frac{y_n}{b} = 0/941X^{0/533} - 0/158X^{0/8}, X = \frac{nQ}{\sqrt{sb}^{1/3}}$
ذوزنقه ($m = 2$)	$\frac{y_n}{b} = 0/839X^{0/51} - 0/114X^{0/8}, X = \frac{nQ}{\sqrt{sb}^{1/3}}$
ذوزنقه ($m = 3$)	$\frac{y_n}{b} = 0/723X^{0/484} - 0/0745X^{0/8}, X = \frac{nQ}{\sqrt{sb}^{1/3}}$
دایره (تا عمق ۰/۷ قطر)	$\frac{y_n}{d} = 1/487\left(\frac{nQ}{\sqrt{sd}^{1/3}}\right)^{0/606} + 0/258$

با حل مستقیم معادله مانینگ عمق نرمال مطابق معادله زیر به دست می آید.

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} \sqrt{S_0} = \frac{by}{n} \left(\frac{by}{b + 2y} \right)^{2/3} \sqrt{S_0}$$

$$\rightarrow 2/5 = \frac{y^{5/3}}{(1 + 2y)^{2/3}} \frac{\sqrt{0/01}}{0/02} \rightarrow y_n = 2/8m$$

برای به دست آوردن عمق نرمال از روابط ارائه شده ابتدا پارامتر $\frac{nQ}{\sqrt{sb}^{1/3}}$ با توجه به اطلاعات مساله

محاسبه می شود.

$$X = \frac{nQ}{\sqrt{sb}^{1/3}} = \frac{0/02 \times 2/5}{\sqrt{0/01 \times 1}^{1/3}} = 1/58$$

برای کانال مستطیلی با توجه به جدول (۴-۲) و معادله مربوط به آن عمق نرمال جریان طبق رابطه زیر به دست می آید.

$$\frac{y_n}{b} = \frac{1/588 X^2 + 0/712 X + 0/154}{(X + 0/244)} = \frac{1/588 \times 1/58^2 + 0/712 \times 1/58 + 0/154}{(1/58 + 0/244)}$$

$$y_n = 2/78 \times 1 = 2/78 m$$

با توجه به نتیجه به دست آمده برای عمق نرمال از حل مستقیم معادله مانینگ و مقایسه آن با عمق نرمال به دست آمده از معادله پیشنهاد شده در جدول (۴-۲) می توان گفت معادلات ارائه شده برای عمق نرمال از دقت کافی برخوردار می باشد.

مساله ۴-۲: در یک کانال دوزنقه ای که عرض کف آن ۲ متر شیب جانبی آن ۱/۵ و شیب طولی ۰/۰۰۵ می باشد اگر دبی نرمال جریان ۳ متر مکعب بر ثانیه باشد عمق نرمال جریان را به دست آورید. ضریب زبری بستر کانال نیز ۰/۱ می باشد.

با حل مستقیم معادله مانینگ برای این کانال عمق نرمال طبق رابطه زیر محاسبه می شود.

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} \sqrt{S_0} = \frac{(by + my^2)}{n} \left(\frac{by + my^2}{b + 2\sqrt{1 + m^2} y} \right)^{2/3} \sqrt{S_0}$$

$$\rightarrow 3 = \frac{(2y + 1/5 y^2)^{5/3}}{(2 + 2 \times \sqrt{1 + 1/5^2} y)^{2/3}} \frac{\sqrt{0/005}}{0/1} \rightarrow y_n = 0/71 m$$

برای محاسبه عمق نرمال از روابط صریح ارائه شده پارامتر $\frac{nQ}{\sqrt{sb}^{4/3}}$ محاسبه می شود.

$$X = \frac{nQ}{\sqrt{sb}^{4/3}} = \frac{0/1 \times 3}{\sqrt{0/005 \times 2^{4/3}}} = 0/211$$

با توجه به جدول (۴-۲) رابطه عمق نرمال برای کانال دوزنقه ای با شیب جانبی ۱/۵ عبارت است از:

$$\frac{y_n}{b} = 0/941 X^{0/533} - 0/158 X^{0/1} = 0/941 \times 0/211^{0/533} - 0/158 \times 0/211^{0/1} = 0/365$$

$$y_n = 0/365 \times 2 = 0/73 m$$

با مقایسه عمق نرمال محاسبه شده از دو روش می توان به دقت رابطه ارائه شده پی برد.

مساله ۳-۴: در یک کانال دایره‌ای به قطر ۱/۵ متر که ضریب زبری آن ۰/۰۱ می باشد اگر شیب طولی کانال ۰/۰۰۵ و دبی نرمال جریان ۲ متر مکعب بر ثانیه باشد عمق نرمال را به دست آورید.

پارامتر $\frac{nQ}{\sqrt{sd}^{8/3}}$ با توجه به اطلاعات مساله برای کانال دایره ای محاسبه می شود.

$$\frac{nQ}{\sqrt{sd}^{8/3}} = \frac{0.01 \times 2}{\sqrt{0.005 \times 1/5}^{8/3}} = 0.0959$$

با توجه به معادله جدول (۲-۴) عمق نرمال کانال به شکل زیر محاسبه می شود.

$$\frac{y_n}{d} = 1/487 \left(\frac{nQ}{\sqrt{sd}^{8/3}} \right)^{1/6.6} + 0.0258 = 1/487 \times 0.0959^{1/6.6} + 0.0258 = 0.385$$

$$\rightarrow y_n = 0.385 \times 1/5 = 0.077m$$

مساله ۴-۴: در یک کانال مثلثی با شیب جانبی ۱ با فرض آن که دبی جریان ۲ متر مکعب بر ثانیه باشد عمق نرمال جریان را به دست آورید به شرط آنکه شیب طولی کانال ۰/۰۰۲ و ضریب زبری آن ۰/۰۱۴ باشد.

مقطع مثلثی از جمله مقاطعی است که می توان یک رابطه صریح برای عمق نرمال جریان به دست آورد.

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} \sqrt{S_0} = \frac{(my^2)^{5/3}}{n(2\sqrt{1+m^2}y)^{2/3}} \sqrt{S_0}$$

$$\rightarrow y_n = \left(\frac{nQ(2\sqrt{1+m^2})^{2/3}}{\sqrt{S_0}m^{5/3}} \right)^{3/8} = \left(\frac{0.014 \times 2 \times (2\sqrt{1+1^2})^{2/3}}{\sqrt{0.002}} \right)^{3/8} \rightarrow y_n = 1/675m$$

۴-۶ زبری معادل^۵

در محاسبات جریان نرمال در بخش پیش ضریب زبری در طول پیرامون تر شده ثابت فرض شد. در موارد بسیاری به ویژه در کانال های طبیعی، زبری در طول پیرامون تر شده می تواند متفاوت باشد. به عنوان مثال مواد آبرفتی و یا فرسایش و رسوبگذاری در عرض یک رودخانه بزرگ باعث خواهد شد که

⁵ Equivalent Roughness

زبری بستر تغییرات زیادی داشته باشد. همچنین در کانال های آزمایشگاهی و مصنوعی در شرایط مختلف ممکن است جنس کانال در بستر و دیواره ها متفاوت ساخته شود. در شرایطی که تفاوت زبری بستر زیاد نباشد می توان فرض کرد سرعت متوسط در بخش های مختلف مقطع کانال تقریباً برابر خواهد بود. تحت این شرایط با اعمال فرضیات منطقی مختلف یک زبری معادل برای مقطع کانال در نظر گرفت. معادلات مختلف برای برآورد زبری معادل ارائه شده است. یکی از این معادلات توسط هورتون^۶ با فرض آنکه سرعت متوسط در هر بخش از پیرامون تر شده با سرعت متوسط کل مقطع برابر باشد به دست آمده است که مطابق معادله زیر است [۲۱].

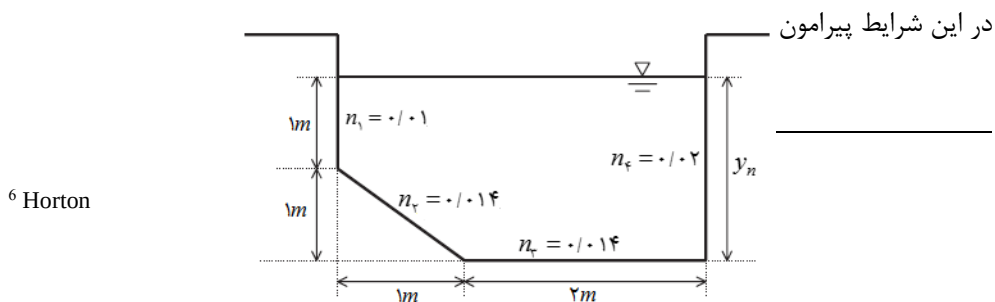
$$n_e = \left[\frac{\sum_{i=1}^N P_i n_i^{1+\Delta}}{\sum_{i=1}^N P_i} \right]^{\frac{2}{2+\Delta}} \quad (17-4)$$

در این معادله n_i ضریب زبری، P_i پیرامون تر شده i امین بخش از کل پیرامون تر شده، n_e زبری معادل و N بیانگر کل تعداد بخش های پیرامون تر شده با زبری متفاوت می باشد. با فرض آنکه کل نیروی مقاوم جریان برابر با مجموع نیروی مقاوم هر بخش از پیرامون تر شده باشد معادله زیر برای زبری معادل می تواند مورد استفاده قرار گیرد.

$$n_e = \left[\frac{\sum_{i=1}^N P_i n_i^2}{\sum_{i=1}^N P_i} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (18-4)$$

مساله ۴-۵: برای کانال با مقطع شکل (۷-۴) اگر شیب بستر ۰/۰۲ باشد به ازای مقادیر مختلف عمق نرمال دبی جریان را محاسبه کنید.

زبری معادل برای دو حالت محاسبه می شود. در حالت اول اگر عمق نرمال جریان کمتر از ۱ متر باشد آنگاه با توجه به شکل (۷-۴) تنها زبری بستر n_b ، n_s و n_f در محاسبه زبری معادل لحاظ میشود.



شکل ۷-۴ محاسبه زبری معادل برای مساله ۴-۵.

⁶ Horton

$$P_v = \sqrt{2} y_n, P_r = 2, P_f = y_n$$

اگر عمق نرمال بیشتر از ۱ متر باشد آنگاه زبری بستر تمامی بخشهای مقطع کانال در محاسبه زبری معادل مورد استفاده قرار می گیرد و پیرامون تر شده بخشهای مختلف عبارت است از:

$$P_l = y_n - 1, P_v = \sqrt{2}, P_r = 2, P_f = y_n$$

با استفاده از معادله (۴-۱۸) برای هر دو حالت زبری معادل را می توان به دست آورد. در جدول (۴-۳) به ازای مقادیر متفاوت عمق نرمال، دبی محاسبه شده است.

جدول ۴-۳ محاسبه زبری معادل و دبی نرمال برای مساله ۴-۵.

y_n (m)	P (m)	n_e	Q (m ^۳ /s)
0/25	2/604	0/01468	0/561
0/5	3/207	0/01509	1/657
0/75	3/811	0/01537	3/121
1	4/414	0/01556	4/917
1/25	4/914	0/01559	7/076
1/5	5/414	0/01561	9/365
1/75	5/914	0/01563	11/745
2	6/414	0/01564	14/193

۴-۷ جریان نرمال در مقاطع مرکب^۷

⁷ Compound Channels

در بخش پیش نحوه محاسبات جریان نرمال برای مقاطعی که در آنها زبری بستر در طول پیرامون تر شده تغییر می کرد بیان شد. در حالت قبل فرض بر این بود که سرعت متوسط در کل مقطع چندان در مقطع کانال متفاوت نمی باشد و تحت این شرایط با فرضیات مختلف زبری معادل به دست می آید و محاسبات جریان نرمال صورت می گیرد. در رودخانه ها زمانی که سیل شدیدی اتفاق بیافتد جریان علاوه بر مقطع اصلی رودخانه در دشتهای کناری نیز وارد خواهد شد (شکل ۴-۸). اگر عمق جریان در دشتهای سیلابی کنار رودخانه کم باشد آنگاه سرعت متوسط جریان در این مناطق با سرعت مقطع اصلی رودخانه تفاوت زیادی خواهد داشت که تحت این شرایط استفاده از روشهای بخش قبلی برای محاسبه زبری معادل چندان دقیق نخواهد بود [۲۱].

برای محاسبه عمق نرمال در مقاطع مرکب، معادله مانینگ را به شکل خلاصه زیر می توان نوشت:

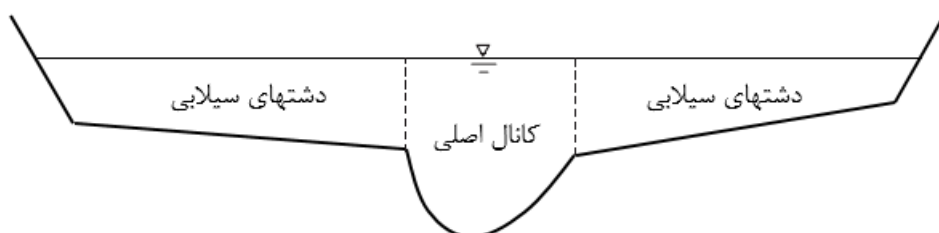
$$Q = K \sqrt{S_0} \quad (4-19)$$

در این معادله $K = \frac{A}{n} R^{2/3}$ که فاکتور انتقال نامیده می شود می باشد.

برای هر بخش از یک مقطع مرکب می توان از معادله (۴-۱۹) استفاده کرد و دبی کل جریان برابر خواهد بود با مجموع دبی عبوری از هر بخش:

$$Q = (\sum K_i) \sqrt{S_0} \quad (4-20)$$

در این معادله i شمارنده تعداد سطوح تشکیل دهنده یک مقطع مرکب و K_i فاکتور انتقال i امین بخش از یک مقطع مرکب می باشد. فاکتور انتقال بخش i ام از مقطع مرکب را طبق معادله بعد می توان به دست آورد.



$$K_i = \frac{A_i}{n_i} R_i^{2/3} \quad \text{شکل ۴-۸ کانال با مقطع مرکب در رودخانه ها [۲۱]} \quad (4-21)$$

البته لازم به ذکر است که در رودخانه ها با توجه به تغییرات گسترده ای که در شرایط جریان و بستر رودخانه اتفاق می افتد امکان شکل گیری جریان نرمال عملاً وجود ندارد ولی با این وجود محاسبات

جریان های متغیر تدریجی را با تقریب جریان نرمال با دقت نسبتا خوبی می توان انجام داد که در فصل بعد بیشتر به این موضوع پرداخته می شود.

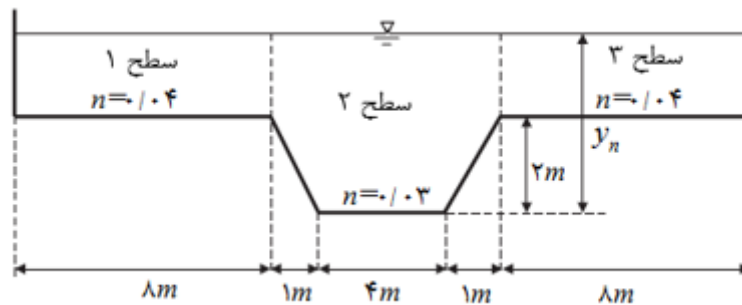
مساله ۴-۶: اگر مقطع یک رودخانه و دشتهای اطراف آن را بتوان مطابق شکل (۴-۹) تقریب زد با فرض آنکه زبری بستر کانال اصلی و دشتهای به ترتیب برابر 0.03 و 0.04 باشد به ازای دبی 80 متر مکعب بر ثانیه با فرض آنکه شیب بستر برابر 0.003 باشد عمق نرمال جریان را پیدا کنید. با توجه به شکل می توان برای سه بخش مقطع مرکب مورد نظر پیرامون تر شده و سطح مقطع جریان برابر خواهد بود با:

$$P_1 = y_n - 2 + 8, A_1 = 8(y_n - 2)$$

$$P_2 = 8/47, A_2 = 10 + 6(y_n - 2)$$

$$P_3 = y_n - 2 + 8, A_3 = 8(y_n - 2)$$

برای هر بخش می توان با توجه به معادله (۴-۲۱) فاکتور انتقال هر سطح را مشخص کرد و در نهایت با استفاده از معادله (۴-۲۰) عمق نرمال متناظر با هر دبی را به دست آورد. این محاسبات را در نرم افزار اکسل می توان با یک فرآیند سعی و خطای ساده و با تغییر عمق نرمال به دبی مورد نظر دست یافت. البته با ابزار Goal Seek نرم افزار اکسل نیز به راحتی می توان معادلات غیر خطی را



شکل ۴-۹ مقطع مرکب مساله ۴-۶.

حل کرد که نحوه استفاده از آن برای حل مسائل جریان های متغیر تدریجی به تفصیل بیان شده است. نتیجه نهایی سعی فرآیند سعی و خطا برای دبی 80 متر مکعب بر ثانیه در جدول (۴-۴) نشان داده شده است که عمق نرمال در این حالت 3.24 متر می باشد. البته لازم به ذکر است که اگر عمق نرمال کمتر از 2 متر باشد با توجه به شکل (۴-۹) آنگاه برای محاسبات جریان نرمال تنها ویژگیهای هندسی سطح دوم از مقطع مرکب استفاده می شود.

جدول ۴-۴ محاسبه عمق نرمال برای مقطع مرکب مساله ۴-۶.

شماره سطح	$y_n(m)$	$A(m^2)$	$P(m)$	n	K	$Q(m^3/s)$
1	3/240	9/917	9/240	0/04	259/92	80
2		17/438	8/472	0/03	940/76	
3		9/917	9/240	0/04	259/92	

۸-۴ بهترین مقطع هیدرولیکی

در فصل اول به مفهوم انرژی مکانیکی اشاره ای مختصر شد که در واقع شکل هایی از انرژی هستند که مستقیماً بدون نیاز به دستگاه و یا ابزار خاصی می توانند کار مفید مکانیکی انجام دهند و باعث حرکت شوند. انرژی جنبشی و پتانسیل دو نوع انرژی های مکانیکی هستند و انرژی جریانی یا انرژی فشاری نیز با وجود آنکه از جنس کار بوده نه انرژی ولی به سادگی قابلیت تبدیل شدن به دو نوع دیگر انرژی مکانیکی را دارا می باشد. مجموع این سه نوع انرژی عملاً بیانگر انرژی مکانیکی جریان می باشند. در جریان لزج به علت لزجت سیال بخشی از انرژی مکانیکی تبدیل به حرارت شده که انرژی سطح پایین بوده و مستقیماً نمی تواند کار و حرکت ایجاد کند و عملاً جز اتلاف انرژی مکانیکی تلقی می شود.

برای کاستن از اثر لزجت و اتلاف انرژی مکانیکی در کانال ها باید در حد امکان میزان تماس جریان با دیواره های کانال و بستر آن را به حداقل رساند. به عبارت دیگر کانالی شکل مقطع مناسبی دارد که به ازای مقطع یکسان نسبت به بقیه اشکال پیرامون تر شده کمتری داشته باشد. بین تمامی مقاطع نیم دایره حداقل پیرامون تر شده و به عبارت دیگر حداکثر شعاع هیدرولیکی را دارا می باشد. در عمل ساخت کانال دایره ای از لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه نمی باشد و به جای آن از بقیه مقاطع باید استفاده کرد. در بین باقی مقاطع کانال دوزنقه ای بیشترین شباهت را به شکل نیم دایره را دارا می باشد.

برای هر مقطع نیز اگر نسبت خاصی بین ابعاد آن وجود داشته باشد بهترین شکل آن مقطع به دست می آید. در این بخش برای کانال مستطیلی نوحه به دست آوردن نسبت ابعاد بهترین مقطع هیدرولیکی تشریح می شود. برای مقاطع دیگر البته با پیچیدگی بیشتر نیز می توان همین فرآیند را اجرا کرد.

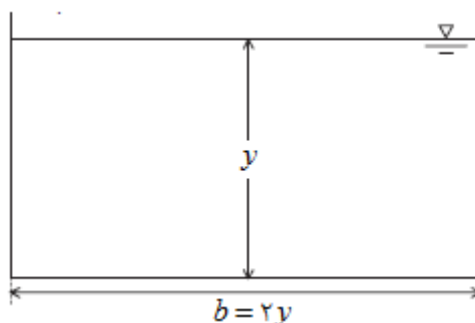
برای یک کانال مستطیلی دلخواه به عرض b و عمق y رابطه پیرامون تر شده را با لحاظ کردن رابطه سطح مقطع در آن می توان به شکل زیر نوشت.

$$P = b + 2y, \quad A = by \rightarrow P = \frac{A}{y} + 2y$$

حداقل پیرامون تر شده با فرض مساحت ثابت سطح مقطع طبق رابطه زیر با مشتق گیری به دست می آید.

$$P = \frac{A}{y} + \gamma y \rightarrow \frac{\partial P}{\partial y} = -\frac{A}{y^2} + \gamma = 0 \rightarrow -\frac{by}{y^2} + \gamma = 0 \rightarrow b = \gamma y \quad (4-22)$$

طبق این معادله مشخص می شود که بهترین مقطع هیدرولیکی مستطیلی مقطعی است که عرض آن مطابق شکل (۴-۹) دو برابر عمقش باشد.



شکل ۴-۱۰ ابعاد بهترین مقطع هیدرولیکی مستطیلی.

۹-۴ مساله های پایانی فصل چهارم

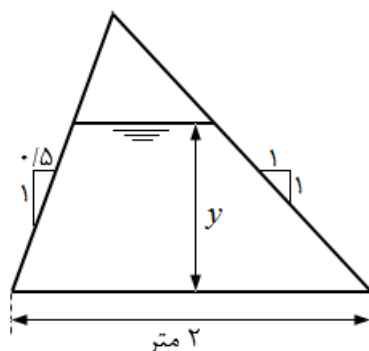
- ۴-۹-۱ ضریب زبری یک کانال مستطیلی ۰/۰۱۵ و عرض آن ۲ متر می باشد. اگر عمق نرمال جریان ۱/۲۵ متر و شیب طولی کانال ۰/۰۰۲ باشد دبی نرمال جریان را به دست آورید.
- ۴-۹-۲ در مساله قبل اگر دبی نرمال جریان ۳ متر مکعب بر ثانیه باشد عمق نرمال را به دست آورید.
- ۴-۹-۳ اگر شیب طولی یک کانال ۰/۰۰۵ و ضریب زبری آن ۰/۰۱۴ باشد برای کانال دوزنقه ای به عرض کف ۲ متر و شیب جانبی ۱/۵، کانال مثلثی با شیب جانبی ۱ و کانال دایره ای به قطر ۲ متر اگر دبی جریان ۳/۵ متر مکعب بر ثانیه باشد عمق نرمال را محاسبه کنید.

۴-۹-۴ در یک کانال مستطیلی عریض یک دبی مشخص در جریان است اگر ضریب زبری ۲۰ درصد افزایش یابد عمق نرمال چند درصد تغییر می کند؟

۴-۹-۵ برای کانال با مقطع شکل (۴-۱۰) اگر عمق نرمال جریان ۱/۱۵ متر، ضریب زبری ۰/۰۱۴ و شیب طولی کانال ۰/۰۰۲ باشد دبی نرمال جریان را به دست آورید.

۴-۹-۶ در مساله قبل اگر شیب طولی کانال ۰/۰۲ و دبی جریان ۲ متر مکعب بر ثانیه باشد عمق نرمال جریان را به دست آورید.

۴-۹-۷ در مساله (۴-۸) اگر ضریب زبری دیواره ها ۰/۰۲ و ضریب بستر ۰/۰۱۴ باشد دبی نرمال جریان را به دست آورید.



شکل ۴-۱۱ برای مساله ۴-۹-۵.

۴-۹-۸ در یک کانال دوزنقه ای عرض کف ۲ متر، شیب جانبی ۲ و شیب طولی ۰/۰۱ می باشد. در صورتی که ضریب زبری بستر ۰/۰۱۴ و ضریب زبری دیواره ها ۰/۰۲۵ باشد در صورتی که دبی جریان ۳ متر مکعب بر ثانیه باشد عمق نرمال جریان را به دست آورید.

۴-۹-۹ چهار گزینه برای شیب جانبی و عرض کف برای یک کانال دوزنقه ای مطابق جدول (۴-۵) مد نظر می باشد. شیب طولی این کانال ۰/۰۰۰۵ و دبی جریان ۶ متر مکعب بر ثانیه است. اگر قرار باشد بستر و سطوح جانبی این کانال با بتن (ضریب زبری ۰/۰۱۴) پوشش داده شود هزینه پوشش کدام گزینه از جدول زیر کمتر خواهد بود.

جدول ۴-۵ برای مساله ۴-۹-۹.

شیب جانبی	عرض کف	شماره گزینه
-----------	--------	-------------

۱۵۴ هیدرولیک جریانهای دائمی در کانالهای باز

۱	۳ متر	۰/۵
۲	۲/۵ متر	۱
۳	۲ متر	۱/۵
۴	۱/۵ متر	۲

جریانهای متغیر تدریجی

۵-۱ مقدمه

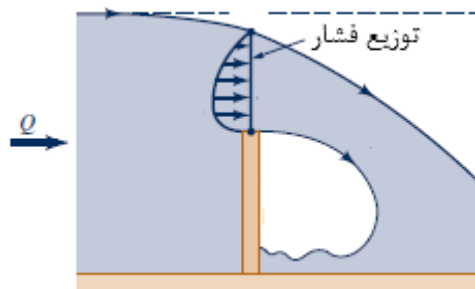
در فصل پیش به نحوه برقراری جریان نرمال و محاسبات مربوط به آن پرداخته شد. اشاره شد که شرایط ایجاد جریان نرمال زمانی به وجود می‌آید که مشخصات کانال اعم از شیب، جنس بستر، شکل مقطع، شکل بستر و شرایط جریان تغییری نداشته باشد. در عمل ایجاد چنین شرایطی دشوار است و عوامل گوناگون باعث تغییر عمق و ایجاد جریان غیریکنواخت می‌شود. در جریان غیر یکنواخت اگر تغییرات عمق به آهستگی در فاصله زیاد اتفاق بیافتد جریان متغیر تدریجی خواهیم داشت. محاسبات تغییر عمق و ترسیم نیمرخ سطح آزاد آب در جریان های متغیر تدریجی در مهندسی آب و علوم وابسته از اهمیت زیادی برخوردار می باشد. برای محاسبه تغییرات عمق نیاز است که معادله دیفرانسیلی حاکم بر چنین جریان هایی حل شود. در این فصل ابتدا معادله دیفرانسیلی حاکم بر جریان های متغیر تدریجی ارائه می شود. با توجه به اینکه جواب تحلیلی برای این نوع معادله دیفرانسیلی وجود ندارد چند نوع روش عددی برای حل معادله دیفرانسیلی جریان های متغیر تدریجی به همراه نحوه کاربرد آنها در نرم افزار اکسل بیان خواهد شد. همچنین نحوه طبقه بندی شیب کانال با توجه به معادله حاکم جریان متغیر تدریجی مورد بررسی قرار می گیرد و در انتهای فصل محاسبات جریان های متغیر تدریجی برای مسائل گوناگون به ویژه مساله ارتباط دو دریاچه و جریان های متغیر مکانی صورت می گیرد.

۵-۲ معادله حاکم بر جریانهای متغیر تدریجی

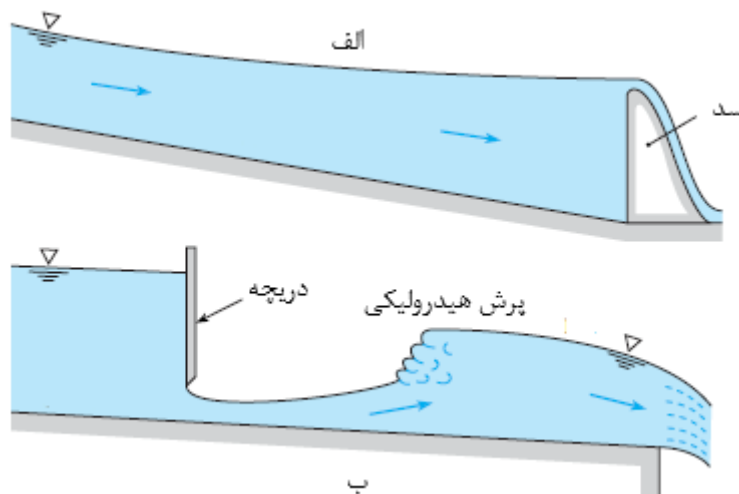
در جریان متغیر تدریجی با توجه به این که تغییرات عمق به آهستگی صورت می گیرد می توان از سرعت در راستای عمود بر بستر کانال صرف نظر کرد که در این صورت شتابی در این راستا وجود نخواهد داشت و تنها نیروی وزن تاثیر گذار خواهد بود. هنگامی که تنها نیروی وزن در یک راستا تاثیر گذار باشد آنگاه توزیع فشار در راستای مورد نظر هیدرواستاتیکی خواهد بود. در توزیع هیدرو استاتیکی فشار، عامل تغییرات سرعت وجود نخواهد داشت و تنها عمق جریان و وزن مخصوص سیال تاثیر گذار خواهد بود که باعث سادگی معادلات حاکم بر جریان سیالات خواهد شد. علاوه بر این در چنین جریان هایی خطوط جریان موازی یکدیگر بوده و عموماً از شیب بستر کانال تبعیت می کنند. در مقابل هنگامی که تغییرات عمق و سرعت قابل صرف نظر کردن نباشد آنگاه علاوه بر وزن سیال میزان تغییرات سرعت نیز در توزیع فشار موثر خواهد بود که اصطلاحاً توزیع فشار هیدرودینامیکی خواهد بود که باعث پیچیده تر شدن

معادلات حاکم می شود. به عنوان مثال توزیع فشار بر روی یک سرریز در شکل (۵-۱) نشان داده شده است که به علت انحنای شدید خطوط جریان و تماس سطح زیرین با اتمسفر از حالت هیدرواستاتیکی خارج شده است.

عوامل یا سازه های هیدرولیکی که در مسیر جریان قرار می گیرند می توانند باعث شکل گیری جریان متغیر تدریجی شوند. به عنوان مثال در شکل (۵-۲) بخش الف وجود یک سد در پایین دست مسیر جریان باعث انحراف جریان از حالت نرمال و ایجاد جریان متغیر تدریجی می شود. همچنین در قسمت ب از این شکل وجود یک دریچه باعث شکل گیری جریان متغیر تدریجی در اطراف آن می شود. محاسبه و برآورد تغییرات نیمرخ سطح آزاد در این جریان ها برای طراحی ایمن سازه های هیدرولیکی از اهمیت خاصی برخوردار می باشد.



شکل ۵-۱ توزیع فشار غیر هیدرواستاتیکی بر روی یک سرریز به علت انحنای شدید خطوط جریان [۱۲].



شکل ۵-۲ شکل گیری جریان متغیر تدریجی در اطراف سازه های هیدرولیکی نظیر سد (الف) و دریچه (ب).

برای به دست آوردن معادله دیفرانسیلی جریان های متغیر تدریجی هم از قانون بقای مومنوم و هم از قانون بقای انرژی می توان استفاده کرد. در این بخش معادله بقای انرژی به کار گرفته می شود. با توجه به شکل (۳-۵) میزان کل انرژی مکانیکی با فرض شیب کم کانال و توزیع هیدرواستاتیکی فشار برای جریان متغیر تدریجی طبق معادله زیر بیان می شود.

$$H = y + \frac{V^2}{2g} + z \quad (1-5)$$

با مشتق گرفتن از میزان انرژی نسبت به طول در راستای جریان خواهیم داشت:

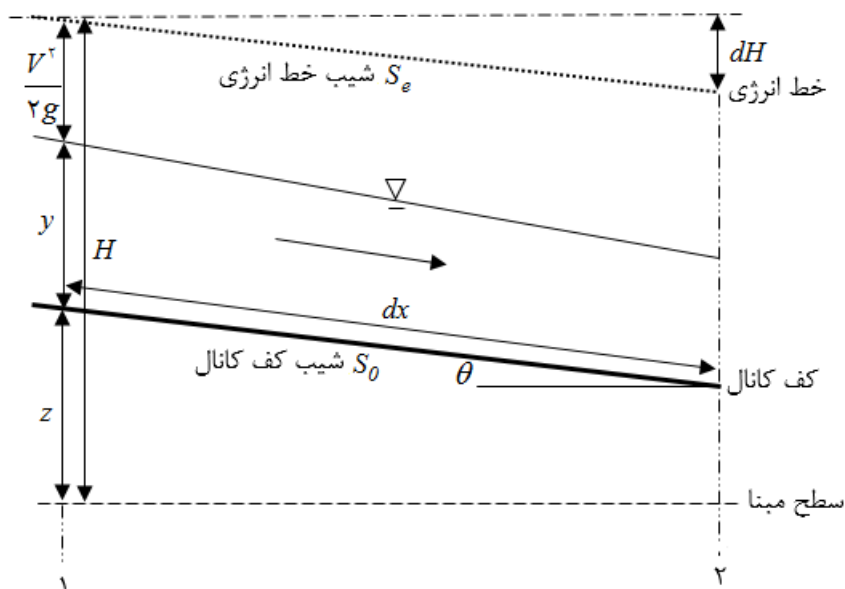
$$\frac{dH}{dx} = \frac{dy}{dx} + \frac{1}{2g} \frac{dV^2}{dx} + \frac{dz}{dx} \quad (2-5)$$

تغییرات انرژی جنبشی را می توان به شکل زیر نوشت:

$$\frac{dV^2}{dx} = 2V \frac{dV}{dx} = 2 \frac{Q}{A} \frac{d(Q/A)}{dx} = - \frac{2Q^2}{A^3} \frac{dA}{dx} \quad (3-5)$$

با توجه به رابطه بین تغییر سطح مقطع و عمق ($dA/dy = T$) تغییرات سطح مقطع جریان را طبق قواعد مشتق گیری زنجیره ای می توان به شکل زیر نوشت:

$$\frac{dA}{dx} = \frac{dA}{dy} \frac{dy}{dx} = T \frac{dy}{dx} \quad (4-5)$$



شکل ۳-۵ تعریف پارامترهای تاثیر گذار در جریانهای متغیر تدریجی.

با ترکیب سه رابطه بالا و توجه به تعریف عدد فرود به معادله زیر می‌رسیم:

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dy}{dx} - \frac{Q^2 T}{g A^3} \frac{dy}{dx} + \frac{dz}{dx} = \frac{dy}{dx} \left(1 - \frac{Q^2 T}{g A^3} \right) + \frac{dz}{dx} = \frac{dy}{dx} (1 - Fr^2) + \frac{dz}{dx} \quad (5-5)$$

اگر تغییرات ارتفاع بستر را با رابطه $dz/dx = -S_0$ و تغییرات انرژی مکانیکی در راستای جریان را با شیب خط انرژی ($dH/dx = -S_e$) جایگزین کنیم در نهایت به معادله زیر می‌رسیم [۲۸]:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_e}{1 - Fr^2} \quad (6-5)$$

معادله بالا معادله دیفرانسیلی جریان‌های متغیر تدریجی است که از معادله بقای انرژی به دست آمده است ولی مشکل اصلی این معادله برآورد شیب خط انرژی (S_e) می‌باشد. متأسفانه رابطه مشخصی برای این پارامتر ارائه نشده است. در فصل ۱ اشاره شد که اساساً قانون بقای انرژی به شکل دشوارتر با توجه به جزییات درگیر مساله مانند تبدیل انواع انرژی به یکدیگر پدیده‌های طبیعی را تحلیل می‌کند. در مقابل قانون بقای مومنتوم که با نیروها سر و کار دارد به شکل ساده‌تر مسائل را تحلیل می‌کند و از توجه به جزییات زیاد مانند تبدیل انواع انرژی به یکدیگر پرهیز می‌کند. بنابراین یک راه حل ساده برای تخمین شیب خط انرژی جایگزینی آن با شیب اصطکاک (S_f) می‌باشد. در اعمال قانون بقای مومنتوم در فصل پیش برای جریان نرمال اشاره شد دو نیروی وزن در راستای شیب کانال و اصطکاک کف با یکدیگر مطابق معادله زیر برابر می‌باشند.

$$F_f = WS_0 \quad (7-5)$$

که F_f نیروی اصطکاک بستر و S_0 شیب بستر و W وزن سیال می‌باشد. نسبت نیروی اصطکاک به وزن در واقع همان شیب اصطکاک تعریف می‌شود که طبق معادله بالا برای جریان نرمال برابر با شیب کف کانال می‌باشد.

$$S_f = S_0 = F_f / W \quad (8-5)$$

در جریان نرمال اشاره شد که شیب خط انرژی و شیب کف کانال با یکدیگر برابر می‌باشند. شیب خط انرژی طبق تعریف نسبت افت انرژی به طول مسیر می‌باشد ولی شیب اصطکاک همانطور که اشاره شد نسبت نیروی وزن جریان به نیروی اصطکاک کف کانال می‌باشد. اگر چه جریان متغیر تدریجی با جریان نرمال متفاوت می‌باشد ولی در طول کوتاه می‌توان این دو جریان را به شکل تقریبی یکسان گرفت و از معادله مانینگ استفاده کرد تا بتوان شیب اصطکاک را طبق معادله زیر تخمین زد.

$$S_f = \frac{Q^2 n^2}{R^{4/3} A^5} \quad (9-5)$$

در نهایت با به کار گیری شیب اصطکاک به جای شیب خط انرژی معادله دیفرانسیلی جریان های متغیر تدریجی به شکل زیر خواهد بود.

$$\frac{dy}{dx} = \frac{(S_0 - S_f)}{1 - F_r^2} \quad (10-5)$$

البته لازم به ذکر است که برای حل این معادله دیفرانسیل مانند دیگر معادلات دیفرانسیلی باید شرایط مرزی مناسب موجود باشد. عمق جریان در بالادست یا پایین دست از جمله شرایط مرزی مرسوم برای حل این معادله دیفرانسیل می باشد. به طور کلی هر نقطه از مسیر جریان که رابطه مشخصی بین دبی و عمق جریان داشته باشد به عنوان شرایط مرزی و محل شروع محاسبات می تواند در نظر گرفته شود که به این نقاط اصطلاحاً نقاط کنترل گفته می شود. عمق بحرانی یکی از نقاط کنترل می باشد. معادله دیفرانسیلی جریان های متغیر تدریجی را به فرم دیگر نیز می توان بیان کرد که این فرم در برخی روشهای عددی که بدان پرداخته خواهد شد بیشتر مورد استفاده قرار می گیرد. با توجه به تعریف انرژی مخصوص، کل انرژی مکانیکی جریان برای هر مقطع دلخواه کانال را می توان مطابق معادله زیر تعریف کرد.

$$H = E + z \quad (11-5)$$

با مشتق گیری از این معادله در راستای طولی کانال و لحاظ کردن شیب خط انرژی و شیب بستر به معادله زیر خواهیم رسید.

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dE}{dx} + \frac{dz}{dx} \rightarrow -S_f = \frac{dE}{dx} - S_0 \rightarrow \frac{dE}{dx} = S_0 - S_f \quad (12-5)$$

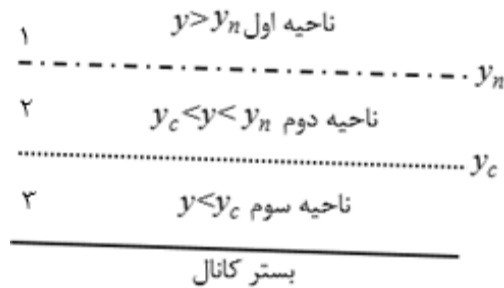
۵-۳- تقسیم بندی شیب کانال ها

برای بررسی بهتر ویژگی های نیمرخ های سطح آزاد، شیب بستر کانال ها را بر مبنای مقایسه عمق نرمال و عمق بحرانی در سه دسته متفاوت تقسیم بندی می کنند که هر نوع شیب رفتار متفاوت و ویژگی های خاص خود را دارا می باشد که در ادامه بدان پرداخته می شود [۲۷].

۵-۳-۱- شیب ملایم^۱

در حالتی که به ازای یک مقطع، شیب کف، ضریب زبری و دبی مشخص، عمق نرمال جریان بیشتر از عمق بحرانی باشد ($y_n > y_c$) آنگاه چنین کانالی را کانال ملایم می نامند که با نماد اختصاری M

^۱ Mild Slope



شکل ۵-۴ تقسیم بندی نواحی کانال با شیب ملایم.

نشان داده می شود. با ترسیم خط عمق نرمال و عمق بحرانی در طول کانال می توان سه ناحیه جداگانه را مطابق شکل (۵-۴) مشخص کرد. ناحیه بالاتر از عمق نرمال را ناحیه اول، ناحیه بین عمق بحرانی و عمق نرمال را ناحیه دوم و ناحیه بین کف کانال و عمق بحرانی ناحیه سوم می نامند. در حالتی که هیچ تغییری در پایین دست و یا بالادست جریان اتفاق ندهد و همه شرایط ثابت بماند انتظار بر این است که جریان با عمق نرمال حرکت کند ولی هر تغییری در شرایط جریان رخ دهد مانند تغییر سطح مقطع و یا وجود سازه های هیدرولیکی باعث خواهد شد که جریان از عمق نرمال فاصله گرفته وارد یکی از نواحی سه گانه اشاره شده شود که در بخش بعد با تحلیل معادله دیفرانسیلی جریان های متغیر تدریجی ویژگیهای هر ناحیه را مشخص کرد. البته لازم به ذکر است که صرفا با میزان اندازه شیب نمی توان نوع شیب را تعیین کرد و دبی و شکل مقطع نیز تاثیر گذار می باشد. نکته قابل توجه در کانالهای با شیب ملایم این است که عمق نرمال در این کانالها وضعیت زیر بحرانی داشته و در طراحی های مهندسی بیشتر از این نوع شیب استفاده می شود و اگر جریان فوق بحرانی شکل گیرد در نهایت پرش هیدرولیکی رخ می دهد و جریان در نهایت زیر بحرانی خواهد شد.

در جریان نرمال با توجه به مطالب فصل قبل می توان گفت که شیب خط انرژی و شیب کف کانال با یکدیگر برابر خواهند بود. با لحاظ کردن این شرایط در معادله تغییر عمق در جریان متغیر تدریجی معادله (۵-۱۳) به دست می آید.

$$S_0 = S_f \rightarrow \frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^3} \rightarrow \frac{dy}{dx} = 0 \rightarrow y = cons. \quad (13-5)$$

بر طبق این معادله مشخص می شود که در جریان نرمال تغییر عمقی در طول مسیر جریان به وجود نمی آید که پیش از این نیز به این موضوع اشاره شده بود.

می دانیم که افت انرژی طبق رابطه داریسی- وایسباخ با توان دوم سرعت متناسب می باشد. بنابراین می توان گفت که با کاهش سرعت میزان افت انرژی نیز کاهش خواهد یافت. با مد نظر قرار دادن این

موضوع و معادله تغییر عمق برای جریان متغیر تدریجی می توان شکل کیفی نیمرخ سطح آزاد را در سه ناحیه شیب ملایم مورد بررسی قرار داد.

۵-۳-۱-۱ نیمرخ سطح آزاد در ناحیه اول شیب ملایم (M_1):

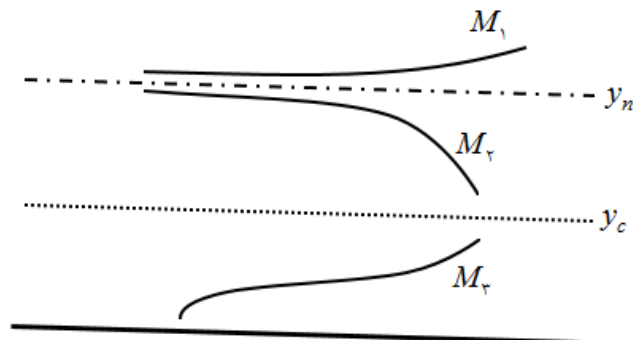
در ناحیه اول جریان در شیب ملایم عمق جریان از عمق نرمال بیشتر و سرعت آن کمتر خواهد بود. در این صورت می توان گفت افت انرژی در این ناحیه کمتر از افت انرژی در حالت نرمال جریان خواهد بود بنابراین می توان گفت:

$$S_f < S_0 \quad (14-5)$$

علاوه بر این از آنجاییکه در ناحیه اول شیب ملایم، عمق جریان از عمق بحرانی بیشتر است بنابراین عدد فرود جریان کمتر از یک و جریان زیر بحرانی خواهیم داشت. با لحاظ کردن این شرایط در معادله تغییر عمق جریان متغیر تدریجی روند تغییر عمق جریان در این ناحیه مشخص می شود.

$$S_f < S_0, F_r < 1 \rightarrow \frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^3} \rightarrow \frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = + \quad (15-5)$$

طبق این معادله می توان گفت در طول جریان در ناحیه اول شیب ملایم عمق جریان افزایش می یابد. در شکل (۵-۵) نیمرخ جریان در ناحیه اول ترسیم شده است که به اختصار با نماد M_1 نشان داده می شود. در معادله جریان متغیر تدریجی در نزدیکی عمق نرمال جریان، شیب خط انرژی به شیب کف کانال نزدیک شده و صورت این معادله به سمت صفر میل خواهد کرد در صورتی که مخرج معادله عددی بزرگتر از صفر می باشد که در این شرایط عمق نرمال برای نیمرخ M_1 مجانب می باشد که در ترسیم این نیمرخ باید به آن توجه کرد. به طور کلی می توان نشان داد خط عمق نرمال جریان برای هر نیمرخ به صورت مجانب عمل می کند.



شکل ۵-۵ نیمرخ های شیب ملایم در نواحی گوناگون.

۵-۳-۱-۲ نیمرخ سطح آزاد در ناحیه دوم شیب ملایم (M_2)

در ناحیه دوم شیب ملایم، عمق جریان کمتر از عمق نرمال و بیشتر از عمق بحرانی می باشد. در این شرایط می توان گفت که جریان همچنان زیر بحرانی می باشد ولی با توجه به اینکه عمق جریان کمتر از عمق نرمال بوده و سرعت آن بیشتر خواهد بود. در این صورت افت انرژی از حالت نرمال جریان بیشتر بوده و در نتیجه شیب خط انرژی از شیب کف کانال بیشتر است. با لحاظ کردن این شرایط در معادله جریان متغیر تدریجی خواهیم داشت:

$$S_f > S_0, F_r < 1 \rightarrow \frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^3} \rightarrow \frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = - \quad (16-5)$$

با توجه به نتایج به دست آمده روشن می شود که در ناحیه دوم جریان در شیب ملایم عمق در مسیر جریان روند نزولی خواهد داشت که نیمرخ سطح آزاد برای این حالت نیز در شکل (۵-۵) با نماد (M_2) نمایش داده شده است. همانطور که پیش از این اشاره شد خط عمق بحرانی سطح پایین ناحیه دوم در شیب ملایم را مشخص می کند. در نزدیکی عمق بحرانی عدد فروود جریان به سمت ۱ نزدیک شده که باعث می شود مخرج معادله دیفرانسیلی جریانهای متغیر تدریجی به سمت صفر و کل کسر به سمت بی نهایت میل کند. این بدین معناست که در طول کوتاه تغییرات عمق زیادی اتفاق می افتد که با فرض جریان متغیر تدریجی سازگار نیست. بنابراین نمی توان در نزدیکی عمق بحرانی نیمرخ M_2 را با توجه به معادله جریان متغیر تدریجی ترسیم نمود. بنابراین در شکل (۵-۵) این نیمرخ تنها تا نزدیکی عمق بحرانی ترسیم شده است.

۵-۳-۱-۳ نیمرخ سطح آزاد در ناحیه سوم شیب ملایم (M_3)

در ناحیه سوم شیب ملایم، عمق جریان کمتر از عمق بحرانی بوده و جریان فوق بحرانی خواهد بود. همچنین از آنجایی که عمق جریان در این ناحیه کمتر از عمق نرمال است افت انرژی از حالت نرمال جریان بیشتر بوده که منجر به این خواهد شد که شیب خط انرژی از شیب کف کانال بیشتر باشد بنابراین معادله جریان متغیر تدریجی را می توان به شکل زیر تحلیل نمود.

$$S_f > S_0, F_r > 1 \rightarrow \frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - Fr^3} \rightarrow \frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = + \quad (17-5)$$

این معادله بیان می کند عمق در ناحیه سوم در راستای جریان روند صعودی دارد که نیمرخ آن در شکل (۵-۵) ترسیم و با نماد M_3 نمایش داده شده است.

۵-۳-۲- شیب تند^۲

اگر برای جریان در یک کانال به ازای شیب بستر مشخص عمق بحرانی از عمق نرمال ($y_c > y_n$) جریان باشد آنگاه شیب کانال تند خواهد بود. همانند کانال با شیب ملایم، سه ناحیه برای شیب تند قابل تصور است و ترتیب شماره گذاری نیز از عمق زیاد به کم و از بالا به پایین می باشد. شیب تند به اختصار با نماد S نشان داده می شود. با توجه به نامگذاری نواحی شیب تند سه نیمرخ S_1 ، S_2 و S_3 قابل تصور است. ویژگی هر کدام از این نیمرخ ها را با بررسی معادله جریان های متغیر تدریجی می توان معین کرد که در جدول (۵-۱) جزییات این مساله نشان داده شده است.

۵-۳-۳- شیب بحرانی^۳

اگر در یک کانال با مشخصات معین عمق نرمال و بحرانی با یکدیگر برابر باشد آنگاه شیب کانال بحرانی خواهد بود ($y_n = y_c$). احتمال این که عمق نرمال و بحرانی در یک کانال با یکدیگر برابر باشد در عمل وجود ندارد و به همین دلیل به این نوع کانال کمتر توجه می شود. شیب بحرانی را معمولاً با نماد (C) نمایش میدهند. در کانال با شیب بحرانی با توجه به این که عمق نرمال و بحرانی برابر هستند ناحیه ۲ وجود ندارد و تنها ناحیه ۱ (عمق بیشتر از عمق نرمال و بحرانی) و ناحیه ۳ (عمق کمتر از عمق نرمال و بحرانی) قابل تصور است که نیمرخ شکل گرفته در این نواحی را به ترتیب با (C_1) و (C_3) نشان می دهند (به جدول (۵-۱) رجوع شود).

۵-۳-۴- شیب افقی^۴ و معکوس^۵

علاوه بر شیب های ملایم، تند و بحرانی می توان کانال با شیب صفر یا اصطلاحاً افقی و شیب معکوس را نیز مد نظر قرار داد که به ترتیب با نمادهای H و A نشان داده می شود. لازم به ذکر است که در شیب معکوس مولفه وزن در راستای طولی جریان بر خلاف جهت جریان عمل کرده و مانع ادامه حرکت می باشد و علت نامگذاری آن به شیب معکوس به همین علت می باشد. برای کانال افقی و معکوس با توجه به معادله مانینگ نمی توان عمق نرمال تعریف کرد بنابراین برای این دو نوع کانال تنها دو ناحیه ۲ و ۳ خواهیم داشت که در جدول (۵-۱) این موضوع نشان داده شده است.

² Steep Slope

³ Critical Slope

⁴ Horizontal Slope

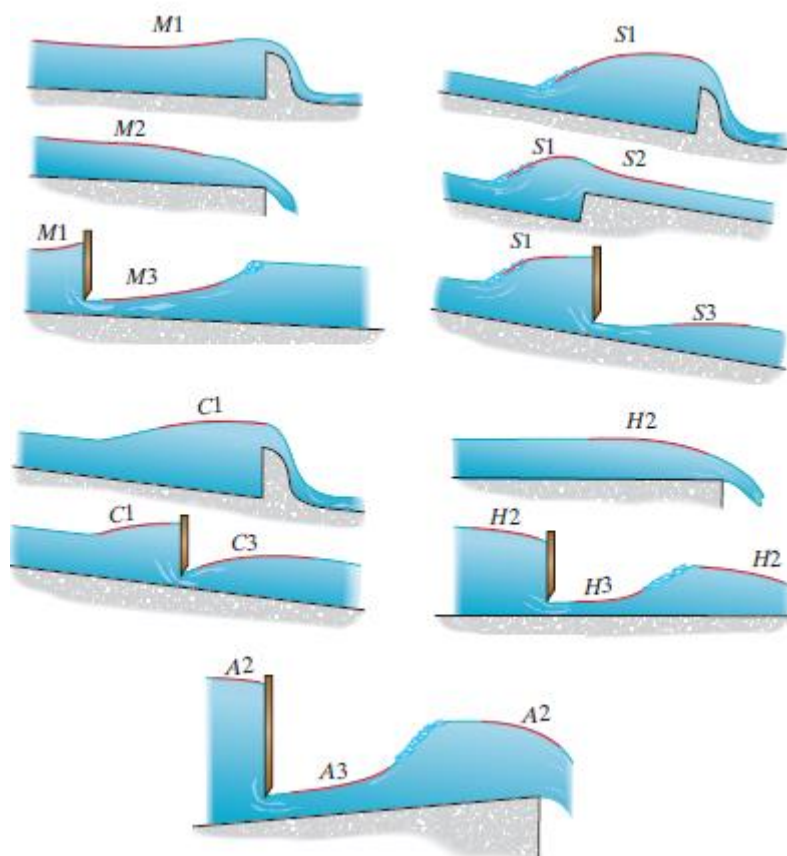
⁵ Adverse Slope

جدول ۵-۱ نیمرخهای سطح آب در شیبهای مختلف.

نوع کانال	ناحیه	نماد	مقایسه بین عمق و شیب خط انرژی با شرایط نرمال جریان	وضعیت معادله تغییر عمق	شکل نیمرخ
ملایم	۱	M_1	$y > y_n > y_c, Fr < 1, S_f < S_0$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$	
	۲	M_2	$y_n > y > y_c, Fr < 1, S_f > S_0$	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$	
	۳	M_3	$y_c > y_n > y, Fr > 1, S_f > S_0$	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$	
تند	۱	S_1	$y > y_c > y_n, Fr < 1, S_f < S_0$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$	
	۲	S_2	$y_c > y > y_n, Fr > 1, S_f < S_0$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{-} = -$	
	۳	S_3	$y_c > y_n > y, Fr > 1, S_f > S_0$	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$	
بحرانی	۱	C_1	$y > y_c = y_n, Fr < 1, S_f < S_0$	$\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$	
	۲	-	ناحیه ۲ در شیب بحرانی وجود ندارد	-	
	۳	C_3	$y_c = y_n > y, Fr > 1, S_f > S_0$	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$	
افقی	۱	-	ناحیه ۱ در شیب افقی وجود ندارد	-	
	۲	H_2	$y > y_c, Fr < 1, S_f > S_0$	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$	
	۳	H_3	$y_c > y, Fr > 1, S_f > S_0$	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$	
معکوس	۱	-	ناحیه ۱ در شیب معکوس وجود ندارد	-	
	۲	A_2	$y > y_c, Fr < 1, S_f > S_0$	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$	
	۳	A_3	$y_c > y, Fr > 1, S_f > S_0$	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{-} = +$	

نکته قابل توجه در این جدول این است که در همه ناحیه های با شماره گذاری ۲ در تمامی انواع کانال ها نیمرخ سطح آزاد شکل نزولی داشته و در نواحی ۱ و ۳ نیز نیمرخ سطح آزاد شکل صعودی به خود می گیرد.

همانطور که اشاره شد در طراحی کانال ها ترجیح داده می شود جریان زیر بحرانی باشد و این امر زمانی که شیب کانال ملایم باشد به سادگی با شکل گیری جریان نرمال ایجاد خواهد شد. در شیب تند جریان با وضعیت فوق بحرانی به عمق نرمال می رسد و معمولا در طول های کوتاه امکان شکل گیری دارد و در اثر عوامل گوناگون به ویژه سطح آب پایین دست به جریان زیر بحرانی تبدیل می شود. امکان



شکل ۵-۶ نمونه هایی از نیمرخ های جریان متغیر تدریجی در شیب های گوناگون اطراف سازه های مختلف هیدرولیکی [۳۴].

شکل گیری شیب بحرانی عملاً وجود نداشته و شیب افقی و معکوس نیز کمتر استفاده می شود. در شکل (۵-۶) نمونه هایی از جریان های متغیر تدریجی اطراف سازه های هیدرولیکی نظیر سد، دریچه و سقوط آزاد در شیب های مختلف ترسیم شده است.

۵-۴ ترکیب نیمرخها

در طراحی کانال ها معمولاً عوارض طبیعی، توپوگرافی منطقه و محدودیت های طراحی هیدرولیکی، ملاحظات اقتصادی و عوامل بسیار دیگر باعث خواهد شد که شیب کانال در مقاطع گوناگون تغییر کند. تحلیل نیمرخ سطح آزاد و تغییرات عمق به منظور طراحی مناسب مقطع کانال امری ضروری می باشد. در این بخش نیمرخ های شکل گرفته در محل تغییر شیب مورد بررسی قرار گیرد. برای تحلیل نیمرخ

ها در موارد ترکیب شیب ها باید از ویژگی های اشاره شده هر کدام از نیمرخ ها که در جدول (۵-۱) ارائه گردیده است استفاده کرد. در این بخش ترکیب مختلف انواع شیب ها و اصول تشخیص نیمرخ شکل گرفته مورد بررسی قرار می گیرد.

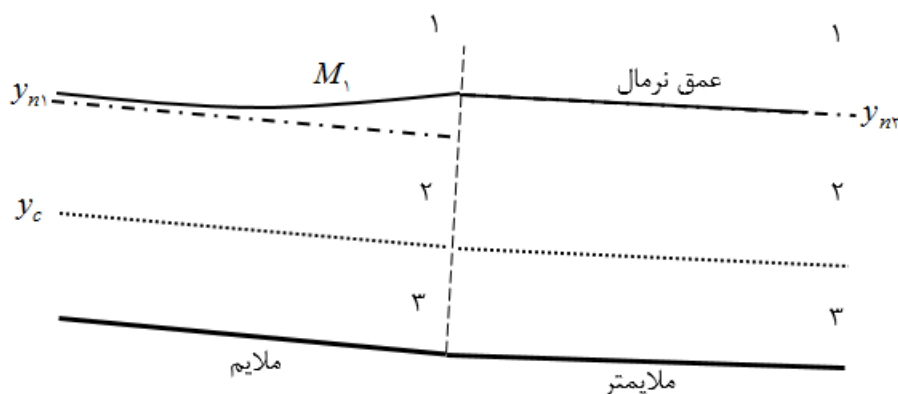
۵-۴-۱ شیب ملایم به ملایمتر

در ترسیم تمامی نیمرخ ها اصل اساسی بر این مبنا است که جریان تمایل دارد از عمق نرمال کانال بالا دست در صورت امکان به عمق نرمال کانال پایین دست برسد. این امر زمانی محقق خواهد شد که طول کانال به اندازه کافی زیاد باشد. شیب ملایمتر شیب کانالی است با شیب کف ملایم که شیب آن از شیب کانال ملایم دیگر کمتر باشد. با توجه به معادله مانینگ به راحتی می توان تشخیص داد هر چه شیب کانال کمتر باشد عمق نرمال آن بیشتر خواهد شد. لازم به ذکر است که عمق بحرانی کانال تنها به شکل مقطع و دبی جریان ارتباط دارد و شیب کانال مستقیماً در عمق بحرانی تاثیری ندارد. به عبارت دیگر شیب کانال تنها با تغییر دبی می تواند بر روی عمق بحرانی یک کانال تاثیر گذار باشد. در صورتی که دبی عبوری از کانال ثابت فرض شود آنگاه میزان شیب کانال تاثیری در میزان عمق بحرانی ندارد. با لحاظ کردن این شرایط، عمق نرمال کانال ملایم و ملایمتر و همچنین عمق بحرانی برای هر دو کانال در شکل (۵-۷) ترسیم شده است. همانطور که اشاره شده هدف، رسیدن جریان از عمق نرمال کانال اول به عمق نرمال کانال دوم است. برای رسیدن به این هدف شرایط زیر باید مورد نظر قرار گیرد.

الف- در نواحی ۱ و ۳ نیمرخ سطح آزاد صعودی می باشد.

ب- در ناحیه ۲ جریان نیمرخ سطح آزاد نزولی می باشد.

ج- جریان بر روی خط عمق نرمال بدون تغییر عمق می تواند حرکت کند.



شکل ۵-۷ نیمرخ شکل گرفته سطح آب در شیب ملایم به ملایمتر.

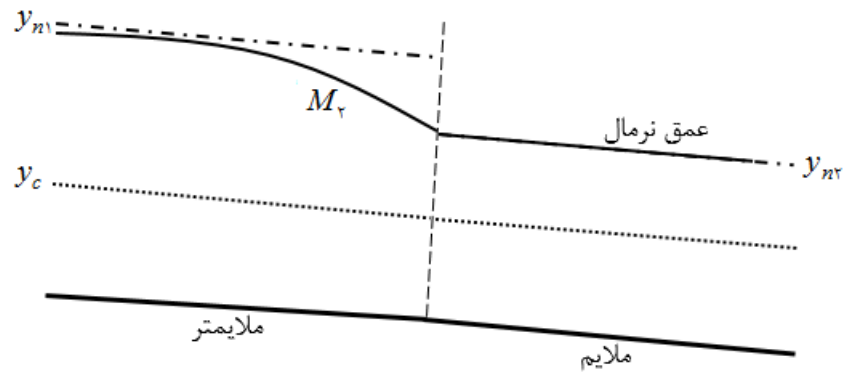
د- هنگامی که عمق نرمال کانال پایین دست بیشتر از عمق نرمال بالا دست باشد این بدین معناست که نیمرخ جریان باید شکل صعودی داشته باشد. در این شرایط، جریان هرگز در ناحیه ۲ که ناحیه نزولی می باشد وارد نمی شود.

ه- هنگامی که عمق نرمال کانال پایین دست کمتر از عمق نرمال بالا دست باشد این بدین معناست که نیمرخ جریان باید شکل نزولی داشته باشد. در این شرایط جریان هرگز در ناحیه ۱ و ۳ که ناحیه صعودی می باشد وارد نمی شود.

ی- هنگامی که دو کانال با یک نوع شیب مد نظر باشد قطعا در یکی از کانال ها عمق نرمال شکل میگیرد که باید با توجه به قوانین قبلی مشخص شود که عمق نرمال در کدام شیب شکل می گیرد. در مقابل اگر دو کانال با شیب متفاوت موجود باشد قطعا عمق نرمال در محل تبدیل تشکیل نخواهد شد. با توجه به نکات ارائه شده به راحتی می توان نیمرخ سطح آزاد را برای این حالت ترسیم کرد. برای رسیدن از عمق نرمال کانال اول به عمق نرمال کانال دوم با توجه به نکات مطرح شده و توجه به این نکته که هر دو کانال دارای یک نوع شیب می باشند بنابراین عمق نرمال قطعا یکی از نیمرخ ها خواهد بود و تنها با قوانین مطرح شده باید مشخص شود عمق نرمال در کدام شیب تشکیل می شود. اگر عمق نرمال در شیب ملایم تشکیل شود در محل تبدیل به ناحیه ۲ شیب ملایمتر می رسد که ناحیه نزولی بوده و امکان صعود به عمق نرمال به شیب ملایمتر را ندارد. بنابراین نیمرخ عمق نرمال قطعا در شیب ملایمتر شکل می گیرد. با توجه به این که عمق نرمال کانال پایین دست بیشتر از عمق نرمال کانال بالا دست می باشد باید نیمرخ صعودی تشکیل شود که جریان با یک نیمرخ M_1 در شیب ملایم به عمق نرمال شیب ملایمتر می رسد. شکل نیمرخ در چنین شرایطی مطابق شکل (۵-۷) می باشد.

۵-۴-۲ شیب ملایمتر به ملایم

این ترکیب شیب، عکس حالت قبل است و شیب ملایمتر در بالادست شیب ملایم است. عمق بحرانی برای هر دو کانال برابر بوده و عمق نرمال شیب ملایم کمتر از شیب ملایمتر است. خط عمق نرمال بحرانی برای هر دو کانال در شکل (۵-۸) ترسیم شده است. در این حالت نیز هدف رسیدن از عمق نرمال کانال بالا دست به عمق نرمال کانال پایین دست می باشد. چون عمق نرمال در مسیر جریان کاهش می یابد بنابراین یک نیمرخ نزولی خواهیم داشت که تنها نیمرخ نزولی M_2 می باشد. به طور منطقی نیز انتظار این است که در اثر افزایش شیب، سرعت جریان بیشتر شده و عمق جریان کاهش پیدا کند. همچنین با توجه به اینکه هر دو کانال دارای یک نوع شیب می باشد بنابراین یک نیمرخ عمق نرمال خواهیم داشت. اگر نیمرخ عمق نرمال در شیب ملایمتر تشکیل شود در محل تبدیل جریان وارد ناحیه

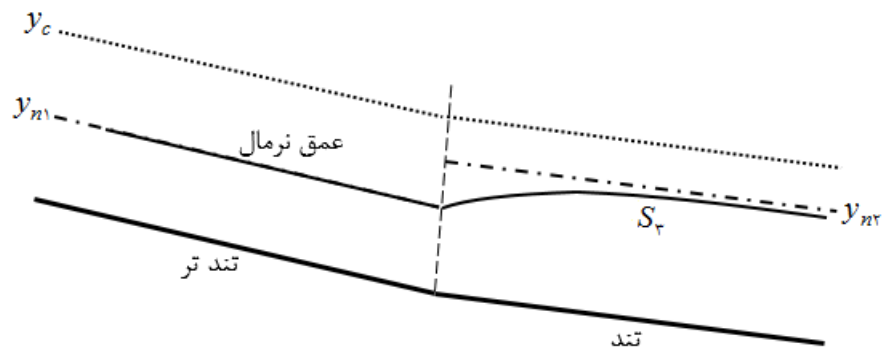


شکل ۵-۸ نیمرخ شکل گرفته سطح آب در شیب ملايـمـتر به ملايـم.

۱ از شیب ملايـم شده و امکان نزول و رسیدن به عمق نرمال این شیب وجود ندارد. در این شرایط جریان با نیمرخ M_p در شیب ملايـمـتر از عمق نرمال دور شده و به نیمرخ عمق نرمال در شیب ملايـم مطابق شکل زیر می رسد. لازم به ذکر است همانطور که قبلا اشاره شد هنگامی که دو شیب از یک جنس باشند قطعا یکی از نیمرخ ها عمق نرمال شکل می گیرد.

۵-۴-۳ شیب تند تر به تند

با توجه به مفاهیم معرفی شده وضعیت عمق نرمال و بحرانی برای این نوع ترکیب شیب کانال در شکل (۵-۹) ترسیم شده است. چون شیب دو کانال از یک نوع می باشد یکی از نیمرخ ها عمق نرمال بوده و با توجه به افزایش عمق نرمال در پایین دست یک نیمرخ صعودی خواهیم داشت. عمق نرمال در



شکل ۵-۹ نیمرخ شکل گرفته سطح آب در شیب تندتر به تند.

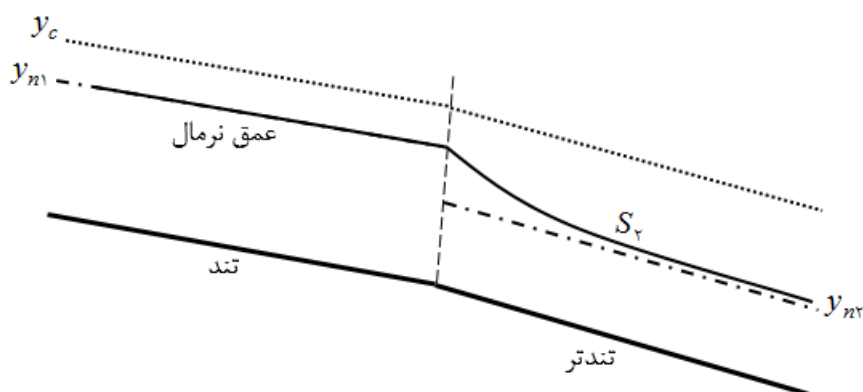
شیب تندتر شکل می گیرد و در محل تبدیل جریان وارد ناحیه ۳ شیب تند شده و با یک نیمرخ S_p به عمق نرمال شیب تند خواهد رسید.

۴-۴-۵ شیب تند به تندتر

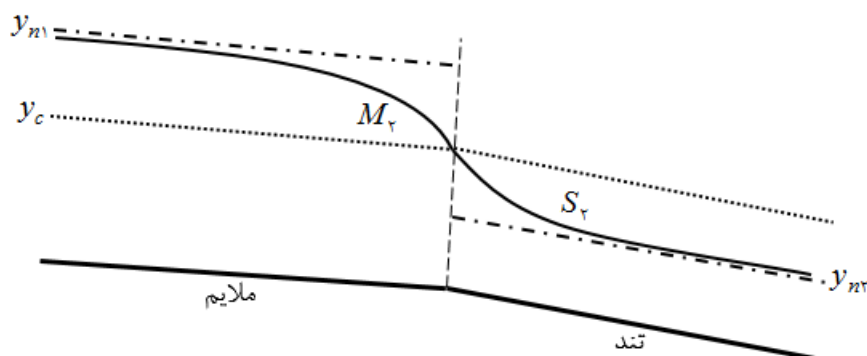
این حالت عکس ترکیب شیب قبلی می باشد. در این وضعیت نیز با توجه به مطالب قبلی می توان گفت که یک نیمرخ عمق نرمال و یک نیمرخ نزولی خواهیم داشت (شکل (۵-۱۰)). با لحاظ کردن قوانین ارائه شده نیمرخ عمق نرمال در شیب تند و نیمرخ نزولی S_p در شیب تندتر شکل می گیرد و در فاصله زیاد در پایین دست به عمق نرمال شیب تندتر می رسد.

۵-۴-۵ شیب ملایم به تند

در ابتدا عمق نرمال و بحرانی برای هر دو شیب به صورت نمادین رسم می شود. در این ترکیب شیب ها چون دو نوع شیب متفاوت خواهیم داشت بنابراین نیمرخ عمق نرمال در محل تبدیل شیب ها تشکیل نمی شود. چون عمق نرمال در مسیر جریان کاهش می یابد بنابراین تنها نیمرخ نزولی خواهیم داشت که یکی نیمرخ M_p در شیب ملایم و یکی نیمرخ S_p در شیب تند می باشد (شکل (۵-۱۱)). نکته قابل توجه در تشکیل این نیمرخ این است که جریان زیر بحرانی از کانال بالا دست با تشکیل عمق بحرانی در محل تغییر شیب به جریان فوق بحرانی در کانال پایین دست می رسد. با وجود آنکه در محل تغییر شیب، عمق بحرانی تشکیل و طبق معادله دیفرانسیلی جریان های متغیر تدریجی انتظار می رود شیب سطح آب به سمت بی نهایت میل کند ولی در عمل شیب سطح آب بسیار هموار می باشد.



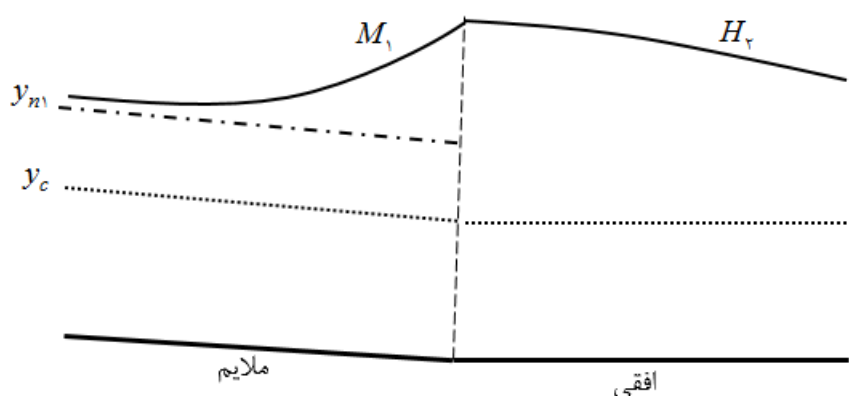
شکل ۵-۱۰ نیمرخ شکل گرفته سطح آب در شیب تند به تندتر.



شکل ۵-۱۱ نیمرخ شکل گرفته سطح آب در شیب ملایم به تند.

۵-۴-۶ شیب ملایم به افقی

کانال افقی را می توان یک کانال با شیب ملایم تصور کرد که عمق نرمال آن در بی نهایت شکل میگیرد. با توجه به این نکته در ترکیب شیب ملایم به افقی در شیب ملایم یک نیمرخ M_1 تشکیل می شود که جریان در این حالت تلاش دارد به عمق نرمال کانال افقی که در بی نهایت است برسد که امکان رسیدن به چنین وضعیتی با توجه به محدود بودن انرژی جریان وجود ندارد. جریان تا جایی که امکان دارد صعود کرده و هنگامی که به محل تبدیل شیب که ناحیه ۲ شیب افقی است می رسد و با یک نیمرخ H_2 نزول می کند (شکل ۵-۱۲). شرایط پایین دست کانال افقی تعیین می کند این نیمرخ چگونه شکل بگیرد.

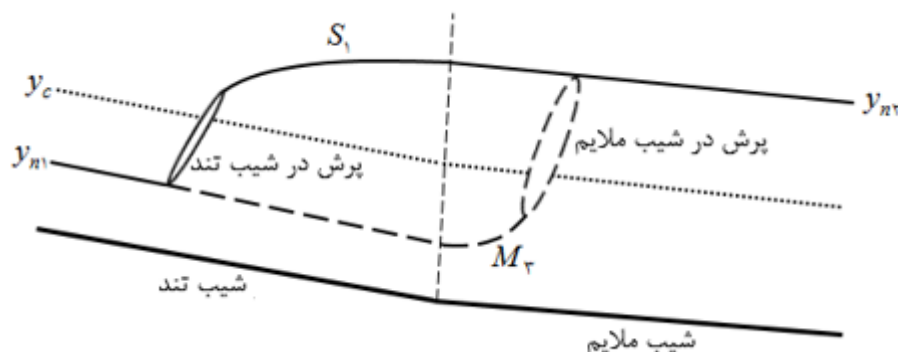


شکل ۵-۱۲ نیمرخ شکل گرفته سطح آب در شیب ملایم به افقی.

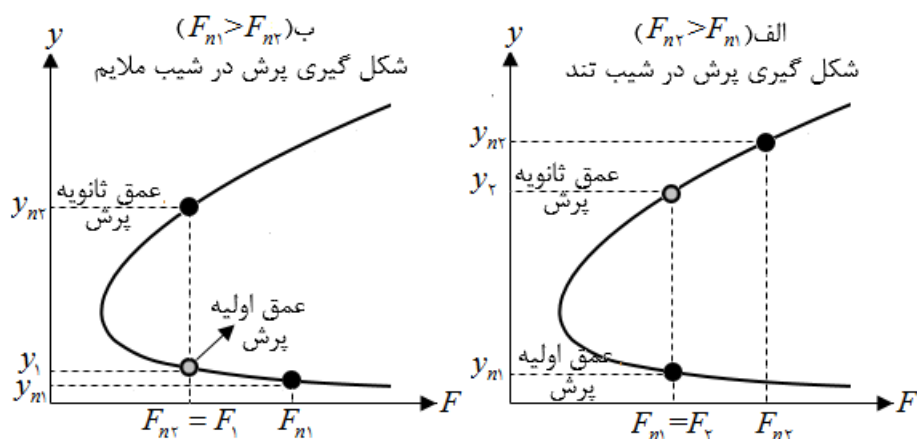
۵-۴-۷ شیب تند به ملایم

ترکیب شیب تند به ملایم خاص ترین نوع ترکیب نیمرخ ها می باشد. با استفاده از قوانین ترسیم جریان های متغیر تدریجی نمی توان از عمق نرمال شیب تند به شیب ملایم رسید زیرا جریان برای رسیدن به چنین شرایطی باید از ناحیه ۲ شیب تند و یا شیب ملایم عبور کند که با توجه به نزولی بودن این ناحیه امکان پذیر نیست. در وضعیت نرمال شیب تند، جریان فوق بحرانی و در وضعیت نرمال شیب ملایم، جریان زیر بحرانی شکل می گیرد بنابراین جریان برای رسیدن از عمق نرمال کانال با شیب تند به عمق نرمال شیب ملایم باید از وضعیت فوق بحرانی به وضعیت زیر بحرانی برسد که این شرایط تنها با یک پرش هیدرولیکی امکان پذیر است. نکته مورد توجه این است که پرش در کدام شیب تشکیل می شود. اگر پرش در شیب تند تشکیل شود بعد از پرش جریان با نیمرخ S_1 به عمق نرمال شیب ملایم می رسد. در صورتی که پرش در شیب ملایم اتفاق افتد پیش از پرش یک نیمرخ M_3 روی می دهد و جریان پس از پرش به عمق نرمال شیب ملایم می رسد (شکل ۵-۱۳).

برای تعیین محل تشکیل پرش می توان از منحنی نیروی مخصوص استفاده کرد. اگر نیروی مخصوص به ازای عمق نرمال شیب تند (y_{n1}) و ملایم (y_{n2}) به ترتیب برابر F_{n1} و F_{n2} باشد میتوان مقادیر این نیروها را بر روی منحنی نیروی مخصوص ترسیم کرد. در بخش الف از شکل (۵-۱۴) نیروی مخصوص شیب ملایم از شیب تند بیشتر می باشد ($F_{n2} > F_{n1}$). در این شرایط ابتدا یک پرش هیدرولیکی در شیب تند اتفاق می افتد که عمق اولیه پرش همان عمق نرمال شیب تند بوده (y_{n1}) و عمق ثانویه پرش (y_2) از تساوی نیروی مخصوص قبل و بعد از پرش هیدرولیکی ($F_{n1} = F_2$) به دست می آید. بر مبنای این شکل می توان گفت که عمق ثانویه پرش کوچکتر از عمق نرمال شیب ملایم خواهد بود ($y_2 < y_{n2}$). پس از پرش هیدرولیکی یک نیمرخ S_1 در شیب تند شکل می گیرد و این نیمرخ تا رسیدن به عمق نرمال شیب ملایم ادامه می یابد و پس از آن جریان با عمق نرمال به حرکت



شکل ۵-۱۳ نیمرخ شکل گرفته سطح آب در شیب تند به ملایم.



شکل ۵-۱۴ وضعیت نیروی مخصوص برای جریان بر روی شیب ملایم به تند در دو حالت مختلف.

خود در شیب ملایم ادامه می دهد. در حالتی که نیروی مخصوص شیب تند از نیروی مخصوص شیب ملایم مطابق شکل (۵-۱۴) ب) بیشتر باشد $(F_{n1} > F_{n2})$ بر خلاف حالت قبل پرش هیدرولیکی در شیب ملایم اتفاق می افتد. در این شرایط جریان با عمق نرمال شیب تند وارد ناحیه ۳ شیب ملایم شده و در این منطقه با تشکیل نیمرخ M_p افزایش عمق خواهد داشت. هنگامی که عمق جریان (y_1) به میزانی رسید که نیروی مخصوص آن (F_1) با نیروی مخصوص عمق نرمال شیب ملایم (F_{n2}) برابر شد آنگاه یک پرش هیدرولیکی رخ می دهد که عمق اولیه آن y_1 و عمق ثانویه آن y_{n2} خواهد بود. با توجه به این شکل می توان گفت که عمق اولیه پرش از عمق نرمال شیب تند بیشتر خواهد بود $(y_1 > y_{n1})$.

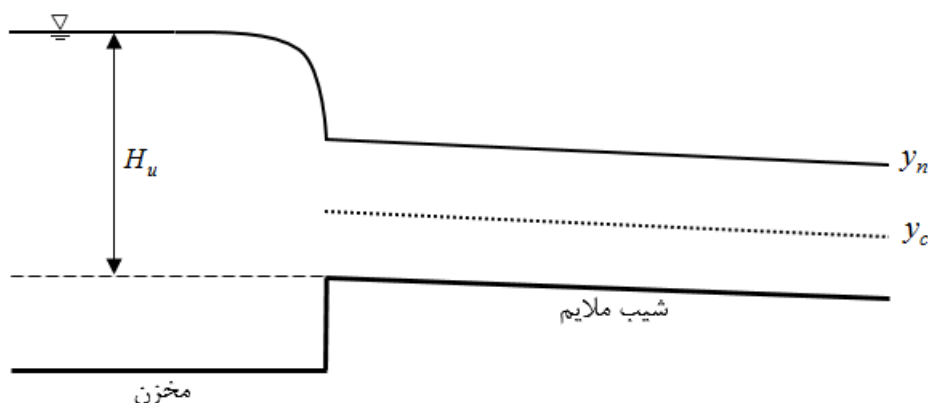
به شکل ساده تری نیز می توان با مقایسه نیروی مخصوص شیب تند و ملایم محل تشکیل پرش را تعیین کرد. اگر نیروی مخصوص شیب تند بیشتر از شیب ملایم باشد پرش شکل گرفته شده در اثر نیروی مخصوص بیشتر شیب تند به داخل شیب ملایم رانده می شود و پرش در آنجا تشکیل می شود. در مقابل اگر نیروی مخصوص شیب ملایم بیشتر باشد پرش تشکیل شده به علت نیروی مخصوص بیشتر شیب ملایم به داخل شیب تند رانده شده و آنجا شکل می گیرد. به عبارت دیگر می توان گفت هنگامی که شیب کانال پایین دست خیلی کم باشد عمق نرمال آن زیاد و نیروی مخصوص آن نیز افزایش می یابد و در این وضعیت پرش در شیب تند اتفاق می افتد. در مقابل اگر کانال بالادست دارای شیب خیلی تند باشد عمق نرمال آن کاهش یافته و با توجه به منحنی نیروی مخصوص نیروی مخصوص آن افزایش یافته و پرش در شیب ملایم شکل خواهد گرفت.

۵-۴-۸ مخزن به شیب ملایم

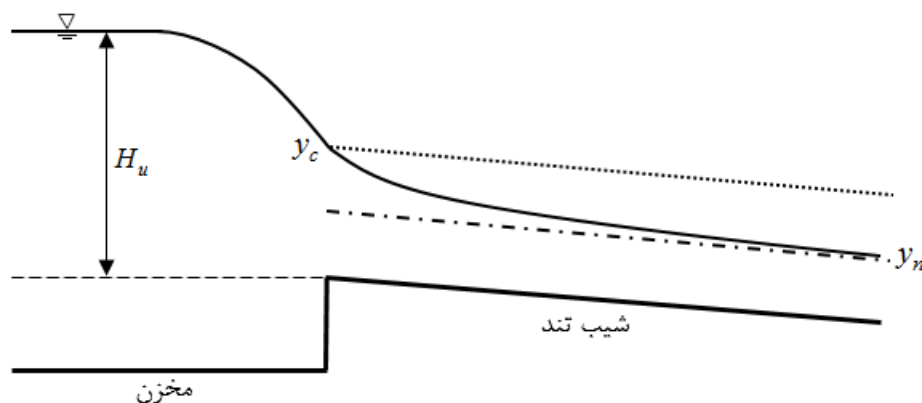
مخزن را می توان یک کانال با شیب خیلی ملایم در نظر گرفت و زمانی که به یک شیب ملایم منتهی شود مطابق شکل (۵-۸) عمق نرمال در ابتدای کانال با شیب ملایم تشکیل می شود. اگر تغییری در شرایط هیدرولیکی و هندسی مقطع کانال اتفاق نیافتد آنگاه جریان با همین عمق نرمال به سمت پایین دست حرکت می کند (شکل (۵-۱۵)). نکته قابل توجه در این شرایط این است که ملایم بودن شیب کانال علاوه بر ویژگیهای هندسی آن به دبی عبوری از آن نیز مرتبط می باشد. دبی جریان نیز خود به طولانی و یا کوتاه بودن کانال، ارتفاع سطح آب در مخزن نسبت به کف کانال (H_u) و ویژگیهای مقطع و بستر کانال وابسته می باشد. علاوه بر این از آنجاییکه در این شرایط جریان زیر بحرانی در کانال تشکیل می شود شرایط پایین دست کانال نیز در میزان دبی عبوری از کانال می تواند اثر گذار باشد. به عبارت دیگر از پیش مشخص نیست که شیب یک کانال ملایم است یا تند و تنها با یک فرآیند سعی و خطا می توان نوع شیب را تشخیص داد که در بخش های آینده با جزییات بیشتری به این موضوع پرداخته می شود.

۵-۴-۹ مخزن به شیب تند

با توجه به این که مانند حالت قبل می توان مخزن را یک کانال با شیب ملایم تصور کرد در محل تغییر شیب از ملایم به تند مطابق شکل (۵-۱۱) عمق بحرانی در ابتدای کانال با شیب تند تشکیل می شود و پس از آن جریان با تشکیل یک نیمرخ S_p به سمت عمق نرمال میل می کند (شکل (۵-۱۶)). با توجه به تشکیل عمق بحرانی در ابتدای کانال با شیب تند با لحاظ کردن عدد فرود ۱ و استفاده از



شکل ۵-۱۵ نیمرخ شکل گرفته سطح آب در اتصال مخزن به شیب ملایم.

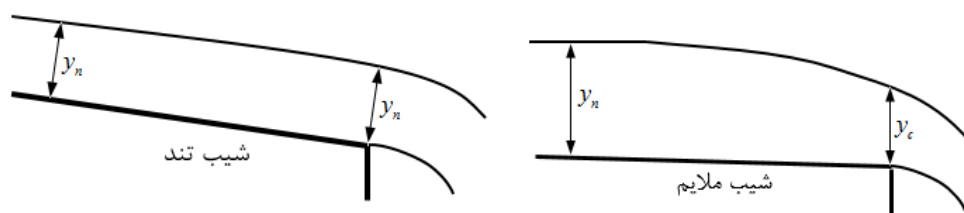


شکل ۵-۱۶ نیمرخ شکل گرفته سطح آب در اتصال مخزن به شیب تند.

معادله بقای انرژی می توان بین دبی و عمق جریان رابطه مشخصی پیدا کرد. همچنین از آنجاییکه جریان فوق بحرانی در کانال شکل می گیرد شرایط هیدرولیکی پایین دست تاثیر در دبی جریان یافته نخواهد داشت. به عبارت دیگر مشخصات بستر و شیب کانال تاثیری در میزان دبی عبوری از کانال نخواهد داشت. در بخش های آینده به این موضوع بیشتر پرداخته می شود.

۵-۴-۱۰ کانال منتهی به سقوط آزاد

هنگامی که کانال با شیب تند در انتهای خود سقوط آزاد داشته باشد مشابه وضعیت اتصال شیب تند به تندتر به وجود خواهد آمد. در واقع سقوط آزاد مانند شیب تندتر عمل می کند که در این شرایط در سرتاسر شیب تند تا محل سقوط آزاد مشابه شکل (۵-۱۰) عمق نرمال شکل خواهد گرفت. همچنین در شرایطی که کانال با شیب ملایم در انتهای خود با سقوط آزاد مواجه شود با توجه به اینکه سقوط آزاد مانند شیب خیلی تند عمل کرده نیمرخی مشابه شکل (۵-۱۱) به وجود می آید و در انتهای کانال عمق بحرانی تشکیل خواهد شد (شکل (۵-۱۷)). البته در عمل در این حالت عمق بحرانی قبل از انتهای



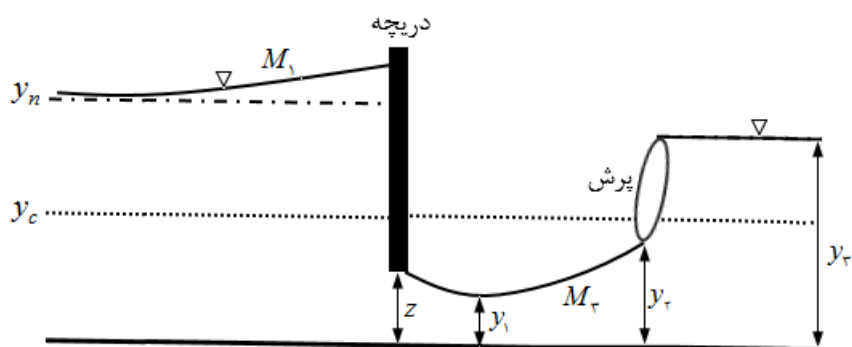
شکل ۵-۱۷ نیمرخ سطح آب در کانال با شیب تند و ملایم منتهی به سقوط آزاد.

کانال تشکیل می شود زیرا جریان در نزدیکی عمق بحرانی دارای انحنای شدیدی بوده و از قواعد جریان های متغیر تدریجی تبعیت نمی کند. نتایج آزمایشگاهی نشان داده است در انتهای کانال عمق جریان $0.7y_c$ خواهد بود.

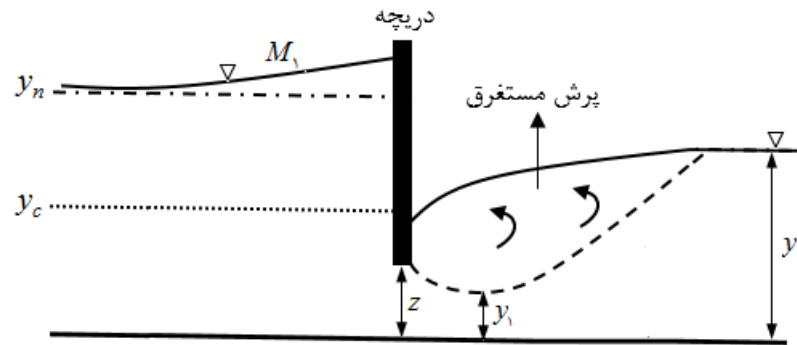
۵-۴-۱۱ جریان عبوری از زیر دریچه

دریچه ها از جمله سازه های هیدرولیکی مانند سرریز ها می باشند که وضعیت جریان در اطراف خود را کنترل می کنند به عبارت دیگر با تغییر عمق جریان در اطراف خود می توانند اطلاعات بیشتری از جریان ارائه کنند. با اعمال معادلات حاکم در اطراف دریچه ها و سازه های هیدرولیکی نظیر آن میتوان عمق جریان پایین دست و یا دبی جریان را به دست آورد و ارتباطی بین عمق و دبی جریان به دست آورد. اصطلاحاً به چنین مقاطعی مقطع کنترل گفته می شود. همچنین به نقاطی از جریان که رابطه ای بین عمق و دبی جریان وجود دارد نقطه کنترل گفته می شود. عمق نرمال و عمق بحرانی از جمله نقاط کنترل می باشند. در حل عددی جریان های متغیر تدریجی معمولاً محاسبات از نقاط یا مقاطع کنترل شروع می شود. در واقع این نقاط به نوعی تعیین کننده شرایط مرزی برای معادله دیفرانسیلی جریان های متغیر تدریجی می باشند.

در شکل (۵-۱۸) جریان با عمق نرمال در یک کانال با شیب ملایم در جریان است و در اثر وجود یک دریچه در پایین دست، یک نیمرخ M_1 تا محل دریچه شکل می گیرد. اگر فاصله کف دریچه تا بستر کانال (Z) کمتر از عمق بحرانی جریان باشد آنگاه جریان پس از عبور از زیر دریچه وارد ناحیه سوم شیب ملایم می شود. جریان هنگام جدا شدن از زیر دریچه مقداری کم فشرده شده و در فاصله کوتاهی به عمق y_1 می رسد. میزان این فشرده گی به سرعت جریان و شکل لبه های دریچه ارتباط دارد. جریان پس از آن با تشکیل یک نیمرخ M_2 به عمق y_2 می رسد و پس از آن با یک پرش هیدرولیکی به عمق آب پایین دست (y_3) می رسد.



شکل ۵-۱۸ وضعیت نیمرخ سطح آزاد در اطراف دریچه در شیب ملایم.

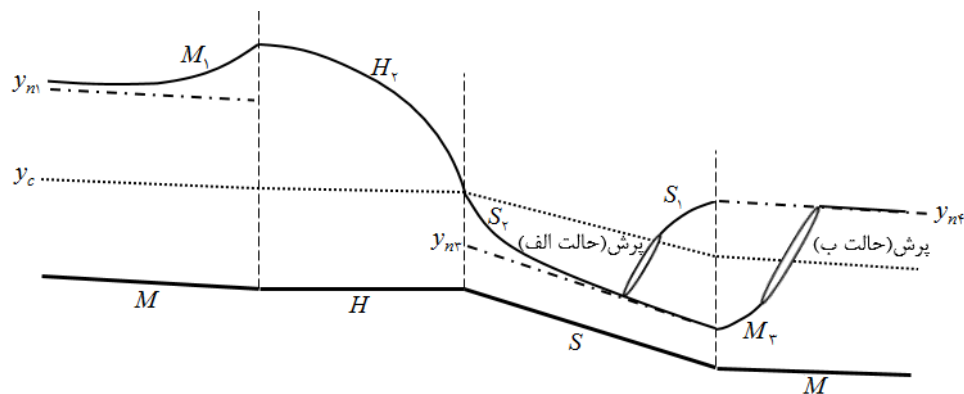


شکل ۵-۱۹ شکل گیری پرش مستغرق بعد از دریچه.

عمق y_r را با توجه به مشخص بودن دبی و عمق بعد از پرش به راحتی می توان به دست آورد. اگر سطح آب پایین دست کاهش یابد با توجه به منحنی نیروی مخصوص می توان دریافت که عمق قبل از پرش افزایش می یابد. جریان برای رسیدن به این شرایط نیمرخ M_1 طولانی تر تشکیل خواهد داد و این بدان معناست که محل تشکیل پرش از دریچه دورتر خواهد شد. در مقابل اگر سطح آب پایین دست بالا رود عمق قبل از پرش کاهش می یابد و نیمرخ M_1 کوتاه تری شکل می گیرد و پرش به دریچه نزدیک می شود. اگر سطح آب پایین دست به میزان قابل توجهی افزایش یابد عمق قبل از پرش از عمق y_1 کمتر خواهد شد که عملاً امکان پذیر نخواهد بود و اصطلاحاً پرش مستغرق شکل خواهد گرفت که در آن سطح آزاد آب در محل دریچه بالاتر از Z می باشد و پرش مطابق شکل (۵-۱۹) در زیر سطح آب اتفاق می افتد. بالا آمدن سطح آب پایین دست باعث بیشتر شدن عمق آب در محل دریچه و به زیر آب رفتن پرش می شود.

۵-۴-۱۲ ترکیب چندین نیمرخ و تاثیر طول کانال بر آن

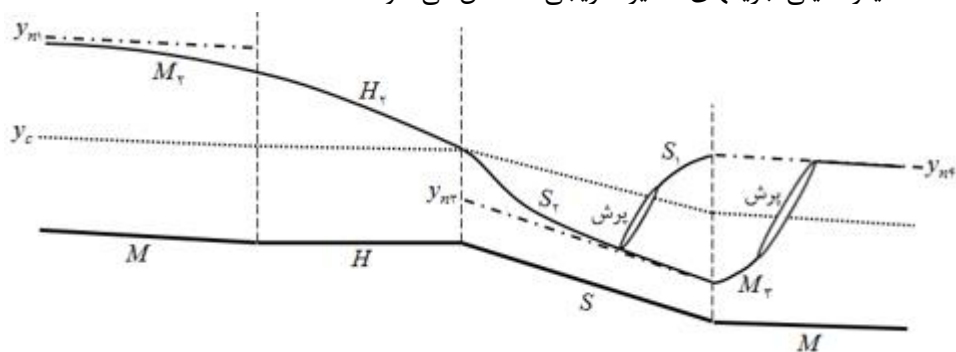
در بخش پیش برای ترسیم انواع ترکیب دو نیمرخ فرض بر این بوده است که طول کانال به اندازه کافی زیاد است و جریان در نهایت در هر کانال به عمق نرمال می رسد. اگر چندین کانال با طول زیاد مد نظر باشد نیمرخ ترکیبی هر دو نیمرخ متوالی مستقل از بقیه نیمرخ ها بوده و می توان از ترکیبات ارائه شده در بخش های پیش برای ترسیم نیمرخ کلی استفاده کرد. به عنوان مثال در شکل (۵-۲۰) یک کانال افقی به ترتیب به کانالهای افقی، تند و ملایم دیگر به ترتیب وصل شده است. با فرض آنکه طول همه کانال ها زیاد باشد در کانال ملایم بالادست ابتدا جریان با عمق نرمال شکل می گیرد و چون در پایین دست این کانال یک کانال افقی وجود دارد که عمق نرمال این کانال در بی نهایت شکل می گیرد جریان با یک نیمرخ M_1 افزایش عمق داده تا به محل تلاقی دو کانال برسد. چون جریان زیر بحرانی و در منطقه دوم کانال افقی می باشد یک نیمرخ نزولی H_1 شکل می گیرد که در نهایت با عمق بحرانی



شکل ۵-۲۰ ترکیب چندین نیمرخ تحت شرایط کانال افقی با طول زیاد.

وارد کانال تند شده و به علت طول زیاد این کانال جریان با نیمرخ S_1 به عمق نرمال این کانال می‌رسد. در مواجهه با شیب ملایم یک پرش هیدرولیکی روی می‌دهد که این پرش می‌تواند در هر کدام از دو شیب تند (حالت الف) و ملایم (حالت ب) شکل بگیرد که با مشخص بودن شرایط جریان و کانال امکان تعیین آن وجود دارد.

در صورتی که در این مساله طول کانال افقی کوتاه باشد نیمرخ جریان در این کانال تغییر می‌کند. جریان برای رسیدن به عمق نرمال شیب تند صرف نظر از کوتاه یا بلند بودن شیب افقی باید با عمق بحرانی وارد شیب تند شود. نیمرخ H_1 شکل گرفته با عمق بحرانی در ورودی کانال تند با افزایش عمق به سمت بالادست حرکت کرده ولی به علت طول کوتاه این کانال به عمق نرمال کانال ملایم بالادست و یا بیشتر از آن نمی‌رسد و مطابق شکل (۵-۲۱) در کانال بالا دست نیمرخ M_1 شکل خواهد گرفت. در شیب تند و ملایم پایین دست شرایطی مانند حالت قبل اتفاق می‌افتد و جریان تحت تاثیر طول کانال افقی نمی‌باشد. لازم به ذکر است که کوتاه یا بلند بودن یک کانال از پیش مشخص نیست و با حل معادله دیفرانسیلی جریانهای متغیر تدریجی مشخص می‌شود.

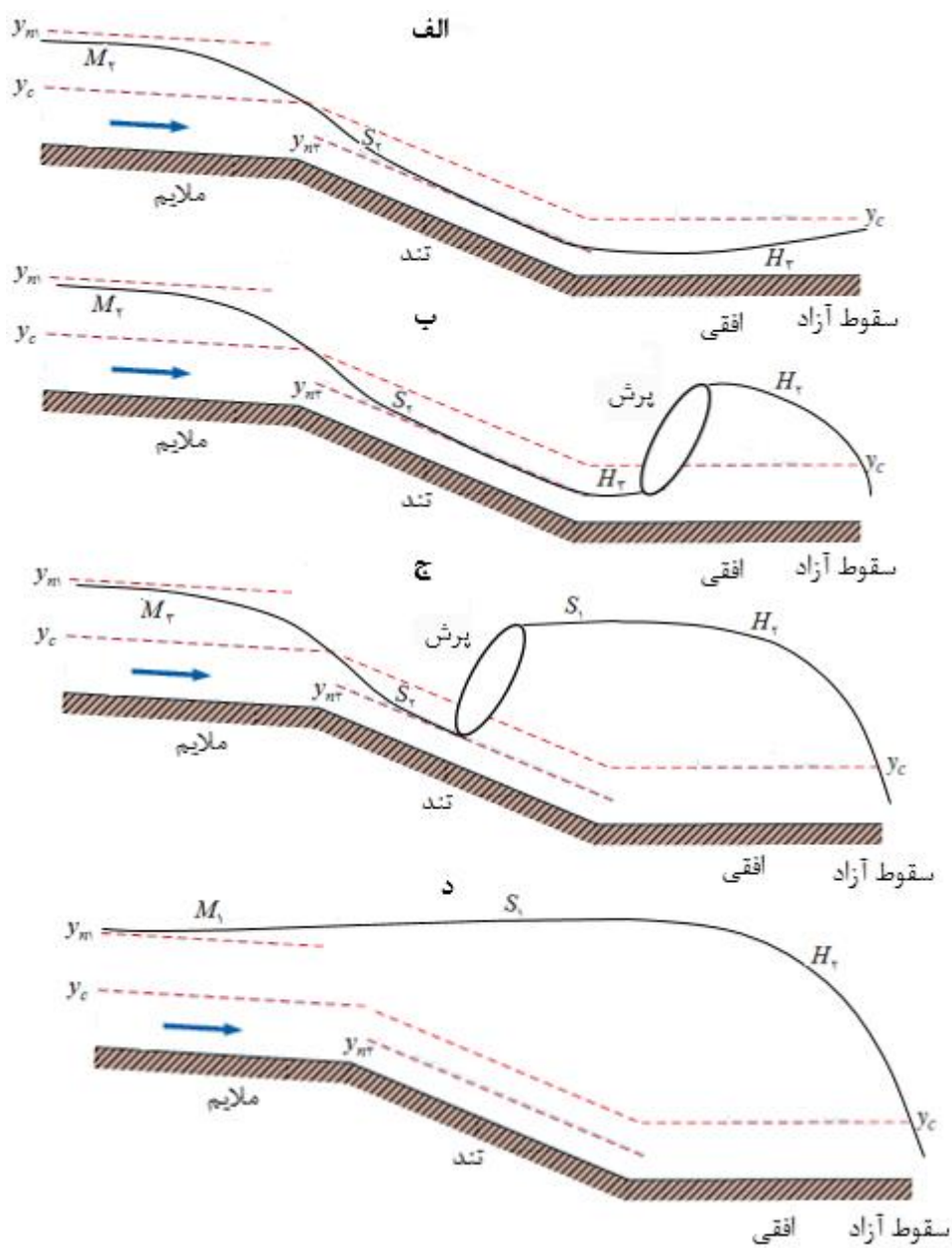


شکل ۵-۲۱ ترکیب چندین نیمرخ تحت شرایط کانال افقی با طول کم.

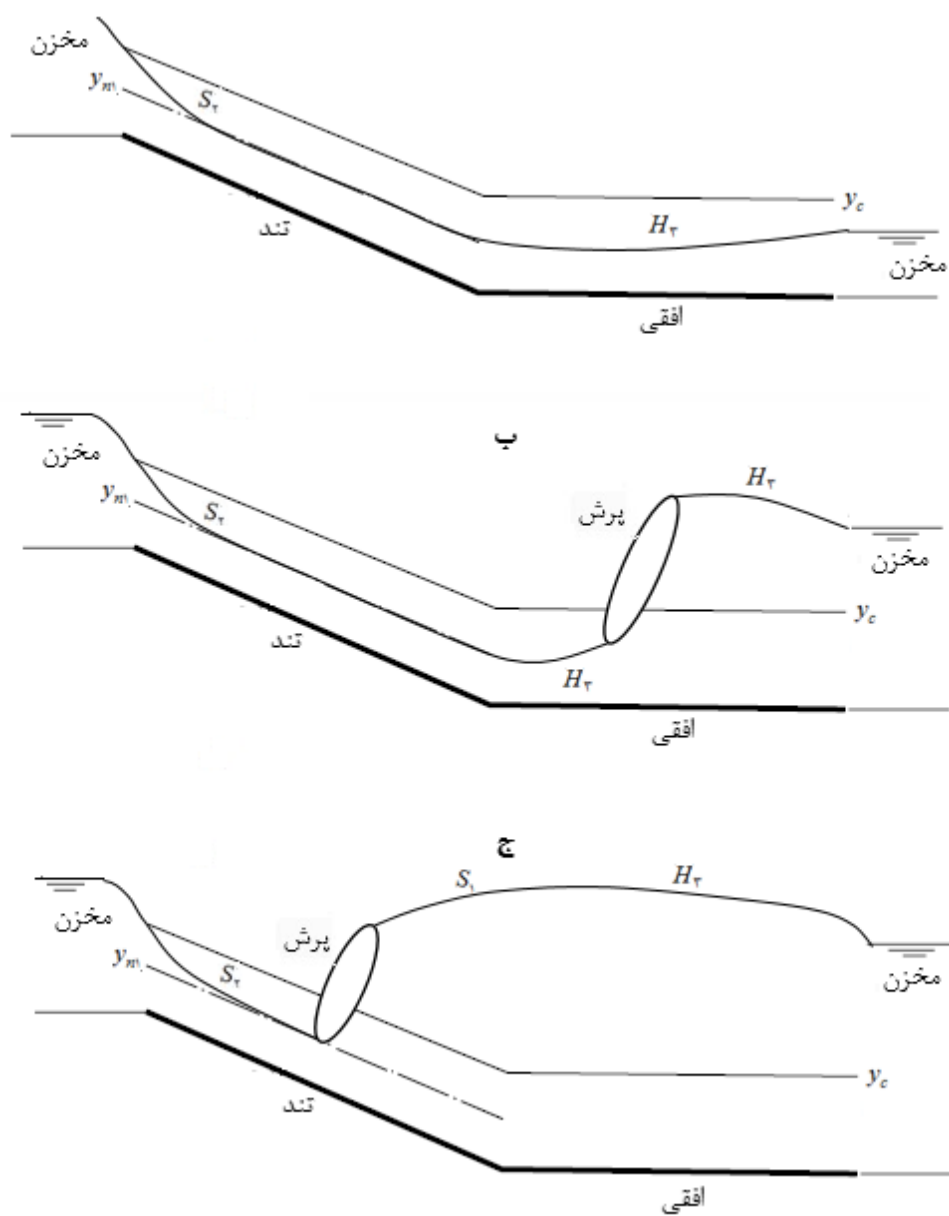
به عنوان مثال دیگر سه کانال با شیب ملایم، تند و افقی که منتهی به سقوط آزاد می شوند مطابق شکل (۵-۲۲) مد نظر است. در نظر است که تاثیر طول کانال افقی را بر روی شکل گیری انواع نمیرخ سطح آزاد مورد بررسی قرار گیرد. طول کانال های ملایم و تند به اندازه کافی زیاد در نظر گرفته شده است و امکان شکل گیری عمق نرمال در آنها وجود دارد. بین کانال های ملایم تند مطابق مطالب قبلی به ترتیب نیمرخهای M_1 و S_1 تشکیل می شود. در بخش الف از این شکل جریان با عمق نرمال کانال تند به ابتدای کانال افقی می رسد. اگر طول کانال افقی کم باشد نمیرخ H_1 شکل گرفته به عمق بحرانی کانال نخواهد رسید.

اگر طول کانال افقی بیشتر شود نمیرخ H_1 حداکثر می تواند به عمق بحرانی برسد ولی اگر طول کانال زیاد باشد به ناچار باید عمق نمیرخ از عمق بحرانی بیشتر شود که تنها با یک پرش هیدرولیکی امکان پذیر می باشد. بعد از وقوع پرش، جریان با یک نمیرخ H_1 به عمق بحرانی در انتهای کانال می رسد که در بخش ب از شکل ارائه شده است. اگر طول کانال افقی باز هم بیشتر شود نمیرخ H_1 در ابتدای کانال افقی عمق زیادی خواهد داشت که این موضوع باعث عقب رفتن پرش هیدرولیکی شکل گرفته در شیب تند می شود و جریان بعد از پرش با نمیرخ S_1 به سمت پایین دست حرکت می کند که در بخش ج از این شکل ارائه شده است. اگر طول کانال افقی باز هم به میزان خیلی زیاد شود پرش هیدرولیکی دیگر در شیب تند مطابق قسمت د از شکل تشکیل نشده و تاثیر جریان به کانال ملایم رسیده و نمیرخ M_1 در این کانال شکل گرفته و جریان در نهایت با نیمرخهای S_1 و H_1 به عمق بحرانی انتهای کانال افقی می رسد.

علاوه بر طول کانال تراز سطح آب مخزن آبیگری و آبدهی نیز در نوع نمیرخ های شکل گرفته موثر می باشد. برای روش شدن موضوع در شکل (۵-۲۳) یک کانال تند و افقی به ترتیب جریان را از مخزن بالادست به مخزنی در پایین دست منتقل می کند. اگر سطح آب مخزن پایین دست از عمق بحرانی جریان کمتر باشد نیمرخهای S_1 و H_1 به ترتیب در میسر جریان مطابق بخش الف از این شکل اتفاق می افتد. اگر سطح مخزن پایین دست از عمق بحرانی بیشتر باشد جریان فوق بحرانی بالا دست با یک پرش هیدرولیکی در کانال افقی و تشکیل نمیرخ H_1 مطابق بخش ب از شکل به مخزن پایین دست می رسد. در بالادست پرش مانند حالت قبل نیمرخهای S_1 و H_1 به ترتیب شکل می گیرد. اگر سطح مخزن باز هم بالاتر بیاید پرش هیدرولیکی به سمت بالا دست هدایت شده و به ترتیب نیمرخ های S_1 ، پرش، S_1 و H_1 شکل می گیرد. نیمرخ های شکل گرفته برای این حالت در بخش ج از این شکل به تصویر در آمده است. اگر سطح آب مخزن پایین دست از این مقدار نیز بالاتر رود به شرط آنکه از سطح مخزن بالادست بالاتر نرود پرش شکل گرفته آنقدر به سمت بالادست هدایت می شود که حالت مستغرق گرفته و عملاً پایین دست جریان وضعیت بالادست را کنترل می کند.



شکل ۵-۲۲ تاثیر طول کانال افقی بر روی شکل گیری نیمرخ های سطح آزاد.



شکل ۵-۲۳ تاثیر ارتفاع سطح مخزن پایین دست بر روی شکل گیری نیمرخ های سطح آزاد.

مساله ۵-۱: دبی ۳ متر مکعب بر ثانیه از یک کانال مستطیلی با عرض کف ۲ متر که شیب کف آن ۰/۰۰۵ است عبور می کند. اگر شیب کف در پایین دست به مقدار ۰/۰۲ مطابق شکل (۵-۲۴) افزایش یابد نیمرخ سطح آزاد شکل گرفته را با فرض آنکه ضریب زبری کانال ۰/۰۲ باشد ترسیم کنید.

از آنجاییکه مقطع کانال تغییر نمی کند بنابراین می توان نتیجه گرفت که عمق بحرانی در هر دو شیب برابر است با:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1/5^2}{9/81}} = 0/61m$$

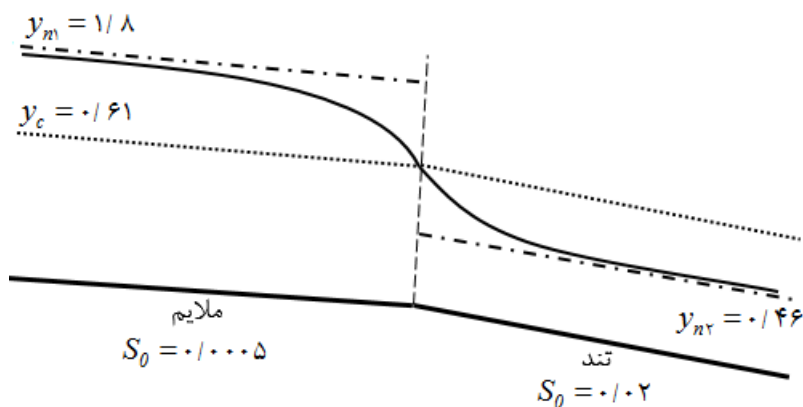
عمق نرمال شیب اول و دوم برابر است با:

$$Q = \frac{A}{n} R^{5/3} \sqrt{S_0} = \frac{by}{n} \left(\frac{by}{b+2y} \right)^{5/3} \sqrt{S_0}$$

$$\rightarrow 3 = \frac{(2y)^{5/3}}{(2+2y)^{5/3}} \frac{\sqrt{0/005}}{0/02} \rightarrow y_{n1} = 1/8m$$

$$\rightarrow 3 = \frac{(2y)^{5/3}}{(2+2y)^{5/3}} \frac{\sqrt{0/02}}{0/02} \rightarrow y_{n2} = 0/46m$$

با مقایسه عمق نرمال به دست آمده برای هر شیب با عمق بحرانی مشخص می شود که بخش اول کانال دارای شیب ملایم و بخش دوم در پایین دست دارای شیب تند می باشد و با توجه به مطالب ارائه شده در بخش ترکیب نیمرخ ها ایجاد شده در این کانال مطابق شکل (۵-۲۴) می باشد.



شکل ۵-۲۴ نیمرخ شکل گرفته سطح آب برای مساله ۵-۱.

مساله ۵-۲: یک کانال مستطیلی با عرض کف ۱/۵ متر و ضریب زبری ۰/۰۱۴ دارای شیب طولی ۰/۰۱۵ می باشد. اگر دبی عبوری از این کانال ۴ متر مکعب بر ثانیه باشد در صورتی که شیب کف به ۰/۰۰۱ کاهش یابد نیمرخ شکل گرفته در اثر این تغییر را ترسیم کنید.

عمق بحرانی کانال برابر است با:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(4 \div 1/5)^2}{9/81}} = 0/9m$$

عمق نرمال شیب اول برابر است با:

$$\rightarrow 4 = \frac{(1/5y)^{5/3}}{(1/5 + 2y)^{2/3}} \frac{\sqrt{0/015}}{0/014} \rightarrow y_{n1} = 0/62m$$

همچنین عمق نرمال شیب دوم برابر است با:

$$\rightarrow 4 = \frac{(1/5y)^{5/3}}{(1/5 + 2y)^{2/3}} \frac{\sqrt{0/001}}{0/014} \rightarrow y_{n2} = 1/8m$$

با توجه به عمق نرمال و عمق بحرانی به دست آمده می توان گفت که کانال مورد نظر در بخش اول دارای شیب تند و در بخش دوم شیب ملایم دارد. از آنجاییکه شیب تند به ملایم منتهی می شود با توجه به مطالب ارائه شده در بخش های پیشین مشخص می شود که یک پرش هیدرولیکی در این کانال اتفاق می افتد. برای تشخیص این که پرش در شیب تند و یا ملایم اتفاق می افتد نیروی مخصوص مرتبط با عمق نرمال هر دو شیب محاسبه می شود.

$$y_{n1} = 0/62m \rightarrow F_{n1} = \frac{Q^2}{gA_{n1}} + \bar{y}_1 A_{n1} = \frac{4^2}{9/81 \times (1/5 \times 0/62)} + \frac{0/62^2}{2} \times 1/5 = 2/04$$

$$y_{n2} = 1/8m \rightarrow F_{n2} = \frac{Q^2}{gA_{n2}} + \bar{y}_2 A_{n2} = \frac{4^2}{9/81 \times (1/5 \times 1/8)} + \frac{1/8^2}{2} \times 1/5 = 3/23$$

با توجه به این که نیروی مخصوص عمق نرمال شیب ملایم از شیب تند بیشتری باشد می توان گفت که پرش هیدرولیکی در شیب تند اتفاق می افتد که در این صورت عمق اولیه پرش برابر عمق نرمال شیب تند ($y_1 = y_{n1} = 0/62m$) و عمق ثانویه پرش طبق معادله (۳-۱۲) به دست می آید.

$$F_{r1}^2 = \frac{Q^2 \times T}{g \times A^3} = \frac{4^2 \times 1/5}{9/81 \times (1/5 \times 0/62)^3} = 3/0/4$$

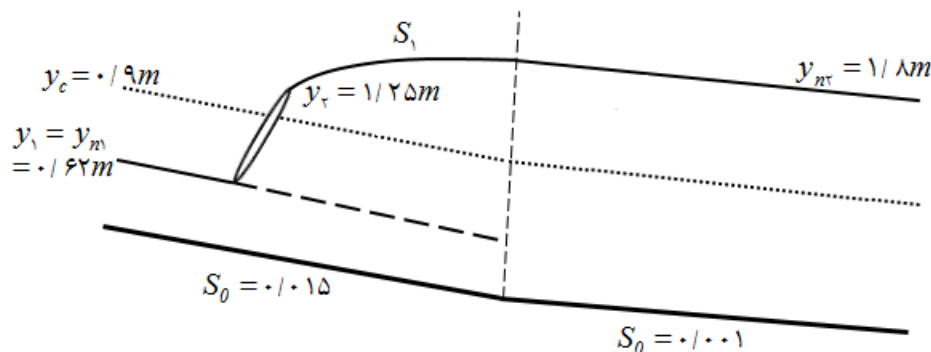
$$\frac{y_r}{y_{n1}} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8(F_{r1})^2} - 1) = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \times 3/0/4} - 1) = 2/0/2$$

$$\rightarrow y_r = 2/0/2 \times 0/62 = 1/25m$$

در نهایت نیمرخ شکل گرفته در این کانال مطابق شکل (۵-۲۵) خواهد بود که در آن پرش هیدرولیکی در شیب تند رخ داده است. لازم به ذکر است با افزایش شیب پرش هیدرولیکی رخ داده به سمت پایین دست حرکت کرده و در صورتی که عمق جریان در پایین دست افزایش یابد که ناشی از کاهش شیب کانال پایین دست خواهد بود پرش به سمت بالادست و شیب تند مانند این مثال منحرف می شود.

۵-۵ محاسبات جریانهای متغیر تدریجی

پیش بینی تغییر عمق در جریان های غیر یکنواخت از اهمیت زیادی در طراحی انواع سازه های هیدرولیکی برخوردار می باشد. به عنوان مثال در طراحی یک کانال انتقال آب باید افزایش عمق جریان در اثر عوامل مختلف مانند وجود انواع سازه های هیدرولیکی مورد بررسی قرار گیرد و تمهیدات خاص در طراحی صورت گیرد. برای تعیین عمق در جریان های متغیر تدریجی باید معادله دیفرانسیل این جریان ها که پیش از این در معادله (۵-۱۰) ارائه شده است حل شود. برای چنین معادله ای در حالت



شکل ۵-۲۵ نیمرخ شکل گرفته سطح آب برای مساله ۵-۲.

کلی جواب تحلیلی موجود نمی باشد. برای حل این معادله دیفرانسیلی روشهای عددی گزینه مناسبی می باشند که به طور گسترده مورد استفاده قرار گرفته است [۳۰]. برای حل هر معادله دیفرانسیلی نیاز به شرایط مرزی می باشد. از آنجاییکه جریان های زیر بحرانی از پایین دست کنترل می شوند بنابراین می توان گفت شرایط مرزی برای چنین جریان هایی در پایین دست خواهد بود و در مقابل با توجه به این که جریان های فوق بحرانی از بالادست کنترل می شوند شرایط مرزی برای چنین جریان هایی در بالا دست جریان تعریف می شود. لازم به ذکر است که منظور از شرایط مرزی عمق جریان به ازای یک دبی مشخص می باشد. در شرایط خاص مانند ارتباط دو دریاچه که در ادامه بدان پرداخته می شود در صورتی که در دو نقطه از جریان عمق مشخص باید آنگاه می توان دبی جریان را به دست آورد.

روشهای گوناگون عددی برای حل معادله جریان های متغیر تدریجی با فرضیات مختلف ارائه شده است و به طور گسترده مورد استفاده قرار گرفته است. البته بسیاری از این روشها مربوط به دوره ای میباشد که استفاده از رایانه های پر سرعت مرسوم نبوده است. با توجه به افزایش سرعت پردازش رایانه های امروزی استفاده از برخی از این روشها چندان ضروری نمی باشد. با توجه به این شرایط تنها روشهای ساده و پر کاربرد که با وجود رایانه های پر سرعت برای محاسبات دقیق جریانهای متغیر تدریجی کفایت می کنند در این بخش ارائه می شود و از پرداختن به روشهای دیگر خودداری می شود.

۵-۱ روش گام به گام مستقیم^۶

این روش ساده ترین روش حل معادله جریان های متغیر تدریجی می باشد که به طور گسترده مورد استفاده قرار می گیرد. در این روش از معادله دیفرانسیل (۵-۱۲) استفاده می شود که پس از گسسته سازی این معادله به روش تفاضل های محدود معادله زیر به دست می آید [۶].

$$x_{i+1} - x_i = \frac{E_{i+1} - E_i}{(S_0 - \bar{S}_f)} \quad (18-5)$$

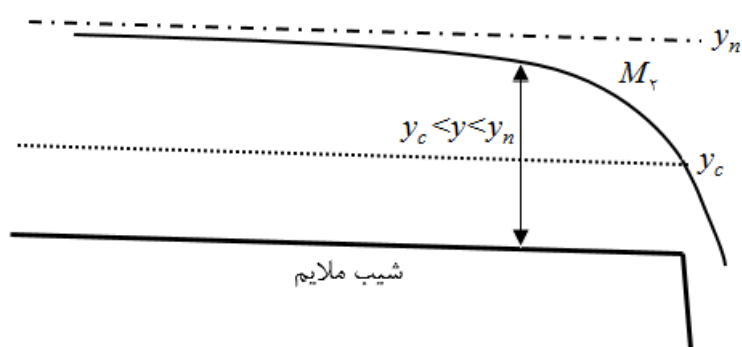
در این معادله E_i و E_{i+1} مقدار انرژی مخصوص به ترتیب در مقطع i و $i+1$ است و همچنین x_i و x_{i+1} نیز به ترتیب فاصله مقطع i و $i+1$ از مبدا محور مختصات مورد نظر می باشد. $\bar{S}_f$ نیز میانگین شیب خط انرژی بین دو مقطع i و $i+1$ است. لازم به ذکر است که شماره گذرای نقاط مورد استفاده در محاسبات هم می تواند در راستای جریان باشد و هم بر خلاف آن صورت گیرد ولی با توجه به این که در جریان های زیر بحرانی شرایط مرزی در پایین دست شروع می شود معمولاً شماره گذاری

^۶Direct Step Method

در خلاف جهت جریان انجام می گیرد ولی در جریان های فوق بحرانی شماره گذاری در جهت جریان خواهد بود.

حل معادله (۵-۲۳) از نقطه ای که عمق جریان مشخص است شروع می شود. ابتدا در گره دوم یک عمق دلخواه متناسب با نوع نیمرخ شکل گرفته در کانال انتخاب می شود و با معلوم بودن عمق جریان در دو گره متوالی سمت راست معادله (۵-۲۳) محاسبه می شود و از طریق آن با توجه به مشخص بودن مکان عمق اول فاصله عمق دوم از نقطه شروع محاسبات به دست می آید. این فرآیند بین عمق دوم و عمق سوم نیز که به طور دلخواه انتخاب می شود ادامه می یابد و فاصله تمامی عمق های انتخاب شده از مبدا مختصات به دست می آید. محاسبات تا رسیدن به عمق دلخواه ادامه می یابد. بدیهی است که هر چه تعداد اعماق استفاده شده بیشتر باشد دقت محاسباتی افزایش می یابد.

در حل معادله (۵-۱۸) باید به چند نکته باید توجه کرد. نکته اول این که در جریان های زیر بحرانی با توجه به این که عمق جریان به عنوان شرایط مرزی در پایین دست مشخص است محاسبات از پایین دست شروع می شود و به سمت بالا دست ادامه می یابد. در مقابل در جریان های فوق بحرانی محاسبات از بالا دست شروع شده و به سمت پایین دست ادامه می یابد. نکته دیگر این است که اعماق انتخاب شده در محاسبات باید با نوع نیمرخ شکل گرفته سازگار باشد. به عنوان مثال هنگامی یک کانال با شیب ملایم در انتهای خود با سقوط آزاد مواجه شود یک نیمرخ M_7 که در انتهای کانال به عمق بحرانی ختم می شود در کانال شکل می گیرد (شکل (۵-۲۶)). محاسبات باید از پایین دست و با عمق بحرانی جریان به سمت بالادست انجام پذیرد. با توجه به نیمرخ تشکیل شده اعماق انتخابی برای استفاده در معادله (۵-۲۳) باید از عمق بحرانی بیشتر و از عمق نرمال کمتر باشد و محاسبات تا رسیدن به عمق نرمال ادامه یابد.



شکل ۵-۲۶ سازگاری عمق انتخابی برای محاسبات جریان های متغیر تدریجی در روش گام به گام مستقیم با نیمرخ شکل گرفته.

مساله ۵-۳ در کانالی با شیب $0/01$ با ضریب زبری $0/02$ که دارای مقطع مستطیلی با عرض 2 است دبی 4 متر مکعب بر ثانیه در جریان است. در صورتی که در انتهای کانال سقوط آزاد شکل بگیرد نیمرخ سطح آزاد آب را با روش گام به گام مستقیم به دست آورید.
عمق بحرانی جریان برابر است با:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{2^2}{9/81}} = 0/74 \text{ m}$$

عمق نرمال نیز برابر است با:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} \sqrt{S_0} = \frac{by}{n} \left(\frac{by}{b + 2y} \right)^{2/3} \sqrt{S_0}$$

$$\rightarrow 4 = \frac{(2y)^{5/3}}{(2 + 2y)^{2/3}} \frac{\sqrt{0/01}}{0/02} \rightarrow y_n = 1/72 \text{ m}$$

با مقایسه عمق نرمال و عمق بحرانی مشخص می شود شیب کانال ملایم می باشد. با توجه به اینکه در انتهای کانال سقوط آزاد شکل می گیرد می توان گفت که نیمرخ M_3 شکل می گیرد. از آنجایی که جریان زیر بحرانی در کانال شکل می گیرد بنابراین جریان از پایین دست کنترل می شود. به عبارت دیگر عمق بحرانی شکل گرفته در انتهای کانال به عنوان شرایط مرزی در پایین دست لحاظ می شود. با توجه به این شرایط محاسبات نیمرخ سطح آزاد از انتهای کانال و با عمق بحرانی شروع شده و در خلاف جهت جریان و به سمت بالا دست ادامه می یابد. در جدول (۵-۲) نحوه محاسبه نیمرخ سطح آزاد ارائه شده است. لازم به ذکر است که در این جدول ارتفاع بستر و ارتفاع سطح آب برای ترسیم نیمرخ سطح آزاد محاسبه شده و در شکل (۵-۲۷) به نمایش در آمده است. در این محاسبات ارتفاع بستر کانال در انتهای کانال برابر صفر در نظر گرفته شده است.

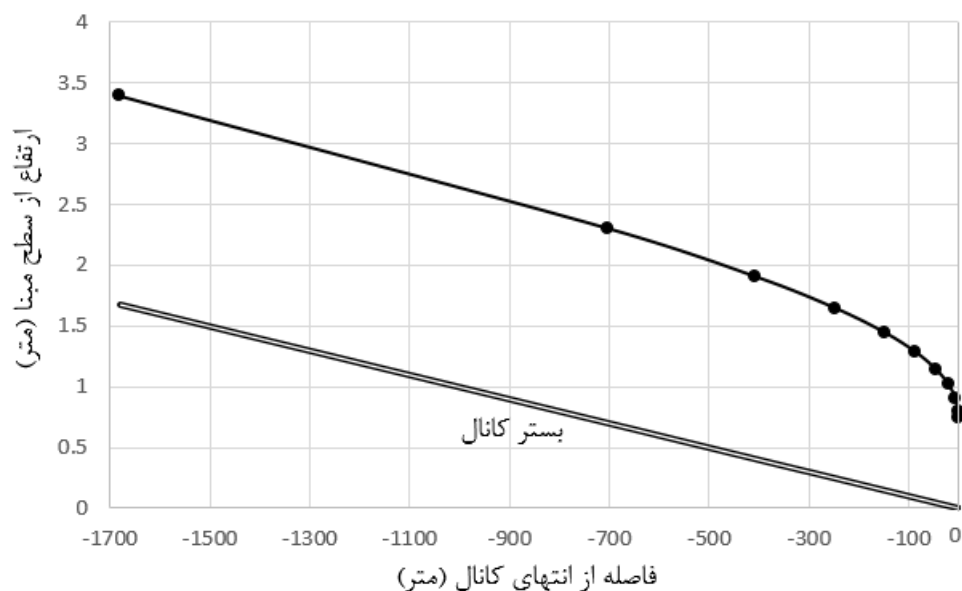
۵-۲ روش گام استاندارد^۷

در روش گام به گام مستقیم معادله دیفرانسیلی جریان متغیر تدریجی به گونه ای بازنویسی می شود که یک معادله دیفرانسیلی معمولی به دست می آید که به راحتی می توان آن را با روشهای عددی حل کرد. مشکل اصلی روش گام به گام مستقیم در این است که فاصله بین اعماق مورد نظر در یک نیمرخ

⁷ Standard Step Method

جدول ۵-۲ محاسبات جریان متغیر تدریجی با روش گام به گام مستقیم برای مساله ۵-۳.

ارتفاع سطح آب (متر)	ارتفاع بستر (متر)	x(m)	$\bar{S}_f \times 10^3$	$S_f \times 10^3$	R(m)	E(m)	V(m/s)	y(m)
0/740	0/000	0/00		9/133	0/425	1/112	2/703	0/74
0/801	0/001	-0/86	8/251	7/369	0/444	1/119	2/500	0/80
0/907	0/007	-7/05	6/359	5/348	0/474	1/152	2/222	0/90
1/021	0/021	-21/19	4/690	4/031	0/500	1/204	2/000	1/00
1/146	0/046	-46/23	3/581	3/131	0/524	1/268	1/818	1/10
1/287	0/087	-86/57	2/812	2/493	0/545	1/342	1/667	1/20
1/449	0/149	-149/36	2/259	2/025	0/565	1/421	1/538	1/30
1/647	0/247	-247/45	1/850	1/675	0/583	1/504	1/429	1/40
1/908	0/408	-407/88	1/540	1/405	0/600	1/591	1/333	1/50
2/305	0/705	-705/24	1/299	1/194	0/615	1/680	1/250	1/60
3/393	1/683	-1683/07	0/0011 0	0/0010 1	0/63	1/78	1/170	1/71



شکل ۵-۲۷ نیمرخ شکل گرفته سطح آب برای مساله ۵-۳.

به دست می آید که قاعدتا کنترلی بر روی این فاصله ها وجود ندارد. به عبارت دیگر فاصله بین اعماق پاسخ مساله می باشد. در کانال های منشوری استفاده از این روش چندان مشکلی ایجاد نمی کند و با تغییر اعماق نیمرخ می توان به فاصله مورد نظر در نیمرخ دست یافت ولی در کانال های طبیعی که شکل مقطع در مکان های مختلف تفاوت زیادی دارد و تنها در مقاطع خاص مشخصات مقطع برداشت شده است استفاده از روش گام به گام مستقیم امکان پذیر نمی باشد. در چنین شرایطی استفاده از روش گام استاندارد مرسوم می باشد. در این روش معادله جریان های متغیر تدریجی به شکل زیر مرتب می شود.

$$dE = (S_0 - S_f) dx \quad (19-5)$$

سمت راست معادله بالا تابعی از عمق جریان بوده اما متغیر انتگرال گیری آن dx می باشد. این معادله در شکل کنونی آن نیاز به یک فرآیند سعی و خطا دارد که هزینه محاسباتی بالاتری نسبت به روش گام به گام مستقیم دارد که در آن یک معادله صریح برای به دست آوردن فاصله بین اعماق وجود دارد.

معادله دیفرانسیلی (۵-۱۹) را با روش تفاضل های محدود و مفهوم انرژی مخصوص می توان مطابق معادله زیر گسسته کرد [۲۱].

$$y_{i+1} + \frac{V_{i+1}^2}{2g} + \left(\frac{1}{2} \Delta x S_f \right)_{i+1} = y_i + \frac{V_i^2}{2g} - \left(\frac{1}{2} \Delta x S_f \right)_i + \Delta x S_0 \quad (20-5)$$

مقطع i بیانگر مقطعی است که عمق جریان و به دنبال آن سرعت و شیب خط انرژی مشخص می باشد. مقطع $i+1$ نیز بیانگر مقطعی است که قرار است با حل معادله (۵-۲۰) عمق و دیگر مشخصات جریان در آن مقطع به دست آید. این معادله یک معادله غیر خطی است که سمت راست آن مقدار معلوم و سمت چپ معادله تابعی از عمق جریان در مقطع $i+1$ است که برای حل آن نیاز به یک فرآیند سعی و خطا می باشد. همانطور که پیش از این اشاره شد جهت انجام محاسبات و شماره گذاری مقاطع در جریان زیر بحرانی از پایین دست به بالا دست و در جریان فوق بحرانی از بالا دست به پایین دست می باشد. لازم به ذکر است در جریان فوق بحرانی که محاسبات در جهت جریان از بالا دست به پایین دست صورت می گیرد مقدار Δx مثبت بوده و در جریان زیر بحرانی که محاسبات در خلاف جهت جریان از پایین دست به بالا دست صورت می گیرد مقدار Δx منفی در نظر گرفته می شود [۳۱].

علیرغم هزینه محاسباتی بیشتر روش استاندارد نسبت به روش گام به گام مستقیم با توجه به این که کنترل بیشتری در این روش بر روی محاسبات وجود دارد گزینه قابل توجهی برای محاسبات جریان های متغیر تدریجی می باشد. به عبارت دیگر در روش استاندارد می توان عمق جریان را در هر مقطع

دلخواه به دست آورد که این امر در روش گام به گام مستقیم امکان پذیر نمی باشد و تنها با تکرار محاسبات می توان عمق جریان را در مقاطع مورد نظر به دست آورد.

مساله ۴-۵ در یک کانال مستطیلی با عرض ۱/۵ متر که ضریب زبری بستر آن ۰/۰۱۷ می باشد دبی ۴ متر مکعب بر ثانیه در جریان است. اگر شیب کف کانال در مقطعی از ۰/۰۴ به ۰/۰۲ افزایش یابد نیمرخ ایجاد شده در اثر این تغییر را با روش استاندارد محاسبه کنید.
عمق بحرانی جریان برابر است با:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(4 \div 1.5)^2}{9.81}} = 0.9m$$

عمق نرمال جریان با شیب کف ۰/۰۴:

$$4 = \frac{(1.5y)^{5/3}}{(1.5 + 2y)^{2/3}} \frac{\sqrt{0.04}}{0.017} \rightarrow y_n = 1.2m$$

و همچنین عمق نرمال جریان با شیب کف ۰/۰۲:

$$4 = \frac{(1.5y)^{5/3}}{(1.5 + 2y)^{2/3}} \frac{\sqrt{0.2}}{0.017} \rightarrow y_n = 0.65m$$

با توجه به مقادیر عمق نرمال و عمق بحرانی می توان دریافت که شیب کانال از حالت ملایم به شیب تند تغییر می یابد. در این شرایط در جهت جریان یک نیمرخ M_2 و به دنبال آن نیمرخ S_2 تشکیل می شود. همچنین در محل تغییر شیب عمق بحرانی تشکیل می شود. با توجه به این که در شیب ملایم قبل از تغییر شیب جریان زیر بحرانی شکل می گیرد و شرایط مرزی برای محاسبه نیمرخ در پایین دست کانال که در واقع همان عمق بحرانی شکل گرفته در محل تغییر شیب می باشد. در مقابل در کانال با شیب تند جریان فوق بحرانی شکل می گیرد که از بالا دست کنترل می شود و شرایط مرزی برای این حالت در بالا دست شیب تند که همان عمق بحرانی شکل گرفته در محل تغییر شیب می باشد. در واقع عمق بحرانی جریان همزمان شرایط مرزی برای نیمرخ M_2 و S_2 می باشد. در این شرایط محاسبات در دو بخش جداگانه صورت می گیرد. در یک بخش محاسبات از عمق بحرانی به سمت بالا دست در کانال با شیب ملایم انجام می شود. در بخش دیگر محاسبات از عمق بحرانی به سمت پایین دست در کانال با شیب تند صورت می گیرد. این محاسبات در نرم افزار اکسل انجام شده است. برای انجام این محاسبات پارامتری مانند Δ طبق معادله زیر تعریف می شود که در واقع همان معادله (۵-۲۰) می باشد که به یک طرف تساوی برده شده است. محاسبات زمانی درست انجام شده است که مقدار Δ برابر صفر باشد.

$$\Delta = y_{i+1} + \frac{V_{i+1}^2}{2g} + \left(\frac{1}{\gamma} \Delta x S_f \right)_{i+1} - y_i - \frac{V_i^2}{2g} + \left(\frac{1}{\gamma} \Delta x S_f \right)_i - \Delta x S_0 \quad (21-5)$$

در جدول (۳-۵) نتیجه محاسبات نشان داده شده است. پارامترهای به کار گرفته شده در محاسبات مطابق جدول در ۷ ستون نشان داده شده است. این پارامترها در ستون‌های A تا G اکسل به ترتیب وارد شده‌اند. در سطر اول عنوان پارامترها و در سطرها بعدی محاسبات صورت می‌پذیرد. در سطر دوم و ستون دوم عمق بحرانی ($y_c = 0.9m$) به عنوان مقطع شروع محاسبات وارد می‌شود. در سطر دوم از ستون‌های سوم تا هفتم با توجه به تعریف هر پارامتر فرمول نویسی متناسب در اکسل صورت می‌گیرد. این فرمول‌ها را به راحتی در سطرها دیگر نیز با ابزار Auto Fill می‌توان کپی نمود. تعداد کافی مقطع محاسباتی در نظر گرفته می‌شود که میزان فاصله هر مقطع از مقطع شروع محاسبات در ستون اول و از سطر دوم تا انتها وارد می‌شود. در این محاسبات ۱۳ مقطع مطابق جدول (۳-۵) به طور دلخواه از مقدار صفر تا ۳۰۰ متری بالا دست انتخاب شده است. مقدار فاصله‌ها منفی لحاظ شده است زیرا محاسبات در خلاف جهت جریان صورت می‌گیرد. در نزدیکی عمق بحرانی به علت انحنای بیشتر سطح آب فاصله مقاطع نزدیکتر در نظر گرفته می‌شود. برای محاسبه عمق جریان در مقاطع بعدی می‌توان از ابزار ماکرو (Macro) در نرم افزار اکسل استفاده کرد [۳۲].

در ابتدا یک ماکرو با فشردن همزمان دکمه Alt+F8 با نام دلخواه ساخته می‌شود. بعد از ورود به صفحه ماکرو دستورات زیر وارد می‌شود (برنامه ۱). لازم به ذکر است از منوی View نرم افزار اکسل نیز می‌توان به محیط ماکروها وارد شد.

```
Sub Macro_Standard_Method()
```

```
For i = 3 To 14
Cells(i, 2) = Cells(i - 1, 2)
Cells(i, 7).GoalSeek Goal:=0, ChangingCell:=Cells(i, 2)
Next
```

```
End Sub
```

برنامه ۱: حل مساله ۴-۵ در محیط ماکروهای اکسل با روش گام استاندارد.

جدول ۳-۵ محاسبات جریان متغیر تدریجی با روش استاندارد برای شیب ملایم در مساله ۴-۵.

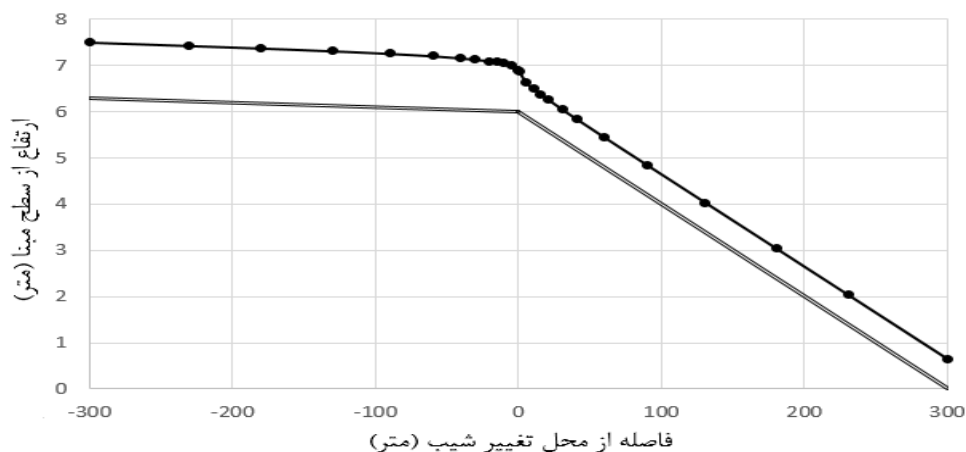
x(m)	y(m)	A(m ²)	V(m/s)	R(m)	S _f ×۱۰ ^۳	Δ
0	0/900	1/350	2/963	0/409	8/55	
-5	1/006	1/508	2/652	0/430	6/269	0/000000
-10	1/037	1/556	2/571	0/435	5/789	0/000000
-15	1/059	1/589	2/517	0/439	5/486	0/000000
-20	1/076	1/615	2/477	0/442	5/267	-0/000001
-30	1/102	1/653	2/420	0/446	4/964	0/000000
-40	1/120	1/680	2/381	0/449	4/761	-0/000001
-60	1/145	1/718	2/328	0/453	4/500	0/000000
-90	1/168	1/751	2/284	0/457	4/287	-0/000001
-130	1/183	1/775	2/254	0/459	4/146	0/000000
-180	1/192	1/789	2/236	0/460	4/065	0/000000
-230	1/197	1/795	2/229	0/461	4/030	0/000000
-300	1/199	1/798	2/224	0/461	4/010	0/000000

با اجرای برنامه (فشردن دکمه F5) برنامه محاسبات را انجام داده و محاسبات در سلول های مورد نظر در صفحه اکسل وارد می شود. لازم به ذکر است که خط اول و آخر برنامه (۱) در واقع نام ماکرو و انتهای برنامه را مشخص می کند که توسط خود برنامه بعد از ایجاد ماکرو تولید می شود و تنها دستورات خط دوم تا پنجم در برنامه تایپ می شود. در سطر دوم برنامه یک حلقه معرفی شده است که شمارنده آن از ۳ تا ۱۴ معرفی شده است. شمارنده ۳ بیانگر شماره سطری است که اولین محاسبات جریان برای آن صورت می گیرد. شمارنده ۱۴ نیز با توجه به تعداد مقاطع انتخابی مشخص می شود. در سطر سوم برنامه برای شروع فرآیند سعی و خطا برای یافتن عمق صحیح جریان در مقطع بعدی، عمق در مقطع قبلی که مشخص می باشد در نظر گرفته می شود. در سطر چهارم از ابزار Goal Seek برای فرآیند سعی و خطا استفاده می شود. این خط از برنامه در واقع مقدار ستون حاوی Δ (cells(i,7)) را با تغییر دادن مقدار ستون y (cells(i,2)) به مقدار عددی بسیار نزدیک به صفر می رساند. خط پنجم برنامه انتهای حلقه می باشد. لازم به ذکر است که cells(i,j) در محیط ماکرو بیانگر سلولی با سطر i ام و ستون j ام اکسل می باشد.

محاسباتی شبیه محاسبات قبلی برای جریان در شیب تند از عمق بحرانی به سمت پایین دست صورت می گیرد که نتایج آن در جدول (۴-۵) ارائه شده است. در شکل (۵-۲۸) نیمرخ سطح آزاد با توجه به محاسبات صورت گرفته نشان داده شده است. لازم به ذکر است با توجه به اینکه نیمرخ های سطح آزاد به صورت مماس به سمت عمق نرمال میل می کند محاسبات تنها تا نزدیکی عمق نرمال انجام میشود. نتایج محاسبات ارائه شده در جدول نشان می دهد از فاصله ۹۰ متری به بعد از محل اتصال دو شیب به یکدیگر عمق جریان تقریباً به عمق نرمال نزدیک شده و تغییرات عمق در فواصل بعدی به کندی صورت می گیرد. همچنین توجه به این نکته ضروری است که از آنجایی که انحنا سطح آب در نزدیکی عمق بحرانی زیاد است نقاط محاسباتی بیشتری در این محدوده برای دستیابی به دقت بالاتر استفاده می شود.

جدول ۴-۵ محاسبات جریان متغیر تدریجی با روش استاندارد برای شیب تند در مساله ۴-۵.

x(m)	y(m)	A(m ²)	V(m/s)	R(m)	S _f ×۱۰ ^۲	Δ
0	0/900	1/350	2/963	0/409	0/835	
5	0/752	1/128	3/547	0/375	1/342	0/000000
10	0/718	1/076	3/716	0/367	1/520	0/000000
15	0/698	1/046	3/823	0/361	1/641	0/000000
20	0/684	1/027	3/897	0/358	1/727	0/000000
30	0/668	1/002	3/990	0/353	1/842	0/000000
40	0/660	0/990	4/042	0/351	1/907	-0/000001
60	0/652	0/978	4/091	0/349	1/970	0/000000
90	0/649	0/973	4/110	0/348	1/996	0/000000
130	0/648	0/972	4/114	0/348	2/000	-0/000001
180	0/648	0/972	4/114	0/348	2/000	0/000000
230	0/648	0/972	4/114	0/348	2/000	0/000000
300	0/648	0/972	4/114	0/348	2/000	0/000000



شکل ۵-۲۸ نیمرخ شکل گرفته سطح آب برای مساله ۵-۴.

۵-۳ روش انتگرال گیری مستقیم^۸

در این روش با انتگرال گیری از دو سمت معادله (۵-۱۰) معادله زیر به دست می آید [۶].

$$\int_{x_i}^{x_{i+1}} dx = x_{i+1} - x_i = \int_{y_i}^{y_{i+1}} \frac{1 - F_r^2}{S_0 - S_f} dy \quad (22-5)$$

سمت راست معادله قبل تابعی از عمق جریان می باشد که با انتگرال گیری از این تابع در بازه مورد نظر فاصله بین دو عمق دلخواه به دست می آید. این فرآیند بین اعماق دیگر از نیمرخ مورد نظر تکرار شده تا نیمرخ مورد نظر تکمیل شود. با تقریب خطی معادله انتگرالی (۵-۲۲) در بازه مورد نظر خواهیم داشت.

$$x_{i+1} - x_i = \frac{g(y_i) + g(y_{i+1})}{2} (y_{i+1} - y_i) \quad (23-5)$$

که در این معادله

$$g(y) = \frac{1 - F_r^2}{S_0 - S_f} \quad (24-5)$$

⁸Direct Numerical Integration

مساله ۵-۵ دبی ۳ متر مکعب بر ثانیه از یک کانال مستطیلی به عرض ۱/۲ متر که ضریب زبری بستر آن ۰/۱۴ در حال عبور می باشد. شیب کف کانال در مقطعی از ۰/۰۱ به ۰/۲۵ افزایش می یابد. نیمرخ سطح آزاد در نزدیکی محل تغییر شیب را با استفاده از روش انتگرال گیری مستقیم به دست آورید. عمق نرمال با شیب ۰/۰۱ و ۰/۲۵ به ترتیب برابر است با:

$$\begin{aligned} 3 &= \frac{(1/2y)^{5/3}}{(1/2+2y)^{2/3}} \frac{\sqrt{0.01}}{0.14} \rightarrow y_n = 1.87m \\ 3 &= \frac{(1/2y)^{5/3}}{(1/2+2y)^{2/3}} \frac{\sqrt{0.25}}{0.14} \rightarrow y_n = 0.52m \end{aligned}$$

عمق بحرانی نیز:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q}{g}} = \sqrt[3]{\frac{(3 \div 1/2)^2}{9.81}} = 0.86m$$

با توجه به این مقادیر شیب کانال قبل از تغییر شیب ملایم بوده و بعد از تغییر شیب کانال دارای شیب تند می باشد.

در این شرایط پرش هیدرولیکی در نزدیکی تغییر شیب اتفاق می افتد که با مقایسه نیروی مخصوص عمق نرمال در شیب ملایم و تند محل تشکیل پرش را می توان تشخیص داد.

$$\begin{aligned} y_{n1} &= 0.52m \\ \rightarrow F_{n1} &= \frac{Q^2}{gA_{n1}} + \bar{y}_1 A_{n1} = \frac{3^2}{9.81 \times (1/2 \times 0.52)} + \frac{0.52}{2} \times (1/2 \times 0.52) = 1.632 \\ y_{n2} &= 1.87m \\ \rightarrow F_{n2} &= \frac{Q^2}{gA_{n2}} + \bar{y}_2 A_{n2} = \frac{3^2}{9.81 \times (1/2 \times 1.87)} + \frac{1.87}{2} \times (1/2 \times 1.87) = 2.51 \end{aligned}$$

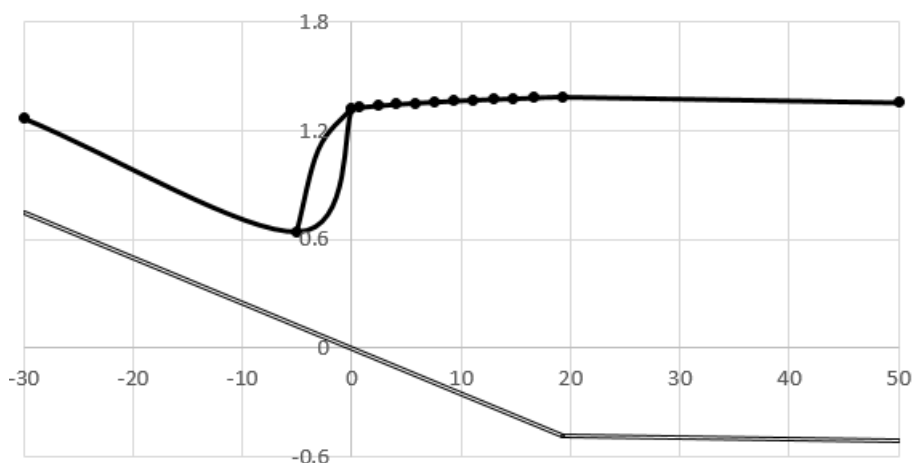
چون نیروی مخصوص شیب ملایم از شیب تند بیشتر است پرش در شیب تند اتفاق می افتد و عمق اولیه پرش عمق نرمال شیب تند است و عمق بعد از پرش برابر است با:

$$\begin{aligned} F_{r1} &= \frac{Q^2 \times T}{g \times A^3} = \frac{3^2 \times 1/2}{9.81 \times (1/2 \times 0.52)^3} = 4.53 \\ \frac{y_2}{y_1} &= \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8(F_{r1})^2} - 1) = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 \times 4.53} - 1) = 2.55 \rightarrow y_2 = 1.327m \end{aligned}$$

بعد از تشکیل پرش در شیب تند یک نیمرخ S_1 که از عمق ۱/۳۲۷ شروع شده و به عمق نرمال شیب ملایم (۱/۸۷) ختم می شود که با روش انتگرال گیری مستقیم محاسبه می شود و نتایج آن در جدول (۵-۵) ارائه شده است. نیمرخ محاسبه شده با این روش در شکل (۵-۲۹) ترسیم شده است.

جدول ۵-۵ محاسبات نیمرخ S_1 با روش انتگرال گیری مستقیم برای مساله ۵-۵.

$y(m)$	$V(m/s)$	$R(m)$	$S_f \times 10^3$	F_F^2	g	$x(m)$
1/327	1/884	0/413	2/260	0/273	31/985	0/000
1/350	1/852	0/415	2/168	0/259	32/457	0/741
1/400	1/786	0/420	1/987	0/232	33/364	2/387
1/450	1/724	0/424	1/826	0/209	34/134	4/074
1/500	1/667	0/429	1/684	0/189	34/793	5/797
1/550	1/613	0/433	1/558	0/171	35/360	7/551
1/600	1/563	0/436	1/445	0/156	35/851	9/331
1/650	1/515	0/440	1/344	0/142	36/277	11/135
1/700	1/471	0/443	1/253	0/130	36/650	12/958
1/750	1/429	0/447	1/171	0/119	36/976	14/798
1/800	1/389	0/450	1/096	0/109	37/264	16/654
1/870	1/337	0/454	1/003	0/097	37/612	19/275



شکل ۲۹-۵ نیمرخ محاسباتی سطح آزاد آب برای مساله ۵-۵.

مساله ۵-۶ دبی ۴ متر مکعب بر ثانیه از یک کانال دوزنقه ای به عرض کف ۲ متر و شیب جانبی ۱ در جریان است. ضریب زبری بستر ۰/۰۱۶ و شیب طولی کانال ۰/۰۰۳ است. اگر این کانال به یک سطح افقی که در انتهای آن سقوط آزاد وجود دارد برسد نیمرخ سطح آزاد را اگر طول سطح افقی ۱۰۰۰ متر باشد ترسیم کنید.

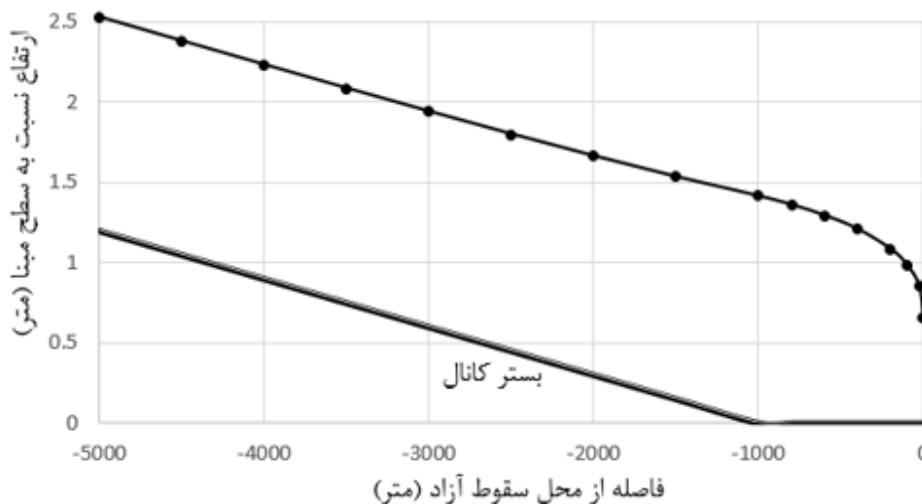
عمق نرمال جریان برابر است با:

$$4 = \frac{(2y + y^2)^{5/3} \frac{\sqrt{0.003}}{0.016}}{(2 + 2\sqrt{2}y)^{2/3}} \rightarrow y_n = 1.326m$$

عمق بحرانی نیز برابر است با:

$$\frac{Q^2 T}{g A^3} = 1 \rightarrow \frac{4^2 \times (2 + 2y)}{9.81 \times (2y + y^2)^3} = 1 \rightarrow y_c = 0.66m$$

با توجه به مقادیر عمق بحرانی و نرمال در نتیجه کانال دارای شیب ملایم می باشد. در انتهای کانال افقی با توجه به سقوط آزاد عمق بحرانی تشکیل خواهد شد. چون جریان در کانال زیر بحرانی است محاسبات از محل سقوط آزاد به سمت بالا دست انجام می پذیرد. محاسبات نیمرخ سطح آزاد با روش گام استاندارد صورت گرفته است و نتایج آن در جدول (۵-۶) آورده شده است. در کانال افقی نیمرخ H_p تشکیل می شود و با توجه به این که عمق جریان در ابتدای کانال افقی به ۱/۴۱۵ متر می رسد که بیشتر از عمق نرمال کانال بالا دست می باشد بنابراین در کانال بالا دست نیمرخ M_1 شکل خواهد گرفت. محاسبات تا رسیدن به نزدیکی عمق نرمال شیب ملایم ادامه یافته است. نیمرخ محاسباتی سطح آزاد در شکل (۵-۳۰) ترسیم شده است.



شکل ۵-۳۰ نیمرخ محاسباتی سطح آزاد آب برای مساله ۵-۶.

جدول ۵-۶ محاسبات نیمرخ سطح آزاد آب برای مساله ۵-۶ با روش گام استاندارد.

x(m)	y(m)	A(m ²)	V(m/s)	R(m)	S _f
0	0/660	1/756	2/278	0/454	0/00381
-25	0/854	2/437	1/641	0/552	0/00152
-100	0/988	2/954	1/354	0/616	0/00090
-200	1/086	3/350	1/194	0/661	0/00063
-400	1/210	3/885	1/030	0/716	0/00042
-600	1/295	4/265	0/938	0/753	0/00033
-800	1/360	4/572	0/875	0/782	0/00027
-1000	1/415	4/833	0/828	0/805	0/00023
-1500	1/385	4/688	0/853	0/792	0/00025
-2000	1/364	4/590	0/871	0/783	0/00027
-2500	1/350	4/525	0/884	0/777	0/00028
-3000	1/341	4/482	0/892	0/774	0/00029
-3500	1/336	4/455	0/898	0/771	0/00029
-4000	1/332	4/438	0/901	0/770	0/00029
-4500	1/330	4/428	0/903	0/769	0/00030
-5000	1/328	4/421	0/905	0/768	0/00030

مساله ۵-۷ دبی ۱/۵ متر مکعب بر ثانیه در یک کانال مستطیلی به عرض ۱ متر از زیر یک دریچه در جریان است. کانال افقی و ضریب زبری آن ۰/۱۳ می باشد و دارای طول ۳۰ متر می باشد که در نهایت به یک سقوط آزاد ختم می شود. عمق ورودی از زیر دریچه برابر ۰/۳ متر می باشد تحت این شرایط نیمرخ شکل گرفته را ترسیم کنید. اگر طول کانال ۵۰ متر باشد مساله را دو باره تحلیل کنید.

ابتدا عمق بحرانی جریان محاسبه می شود.

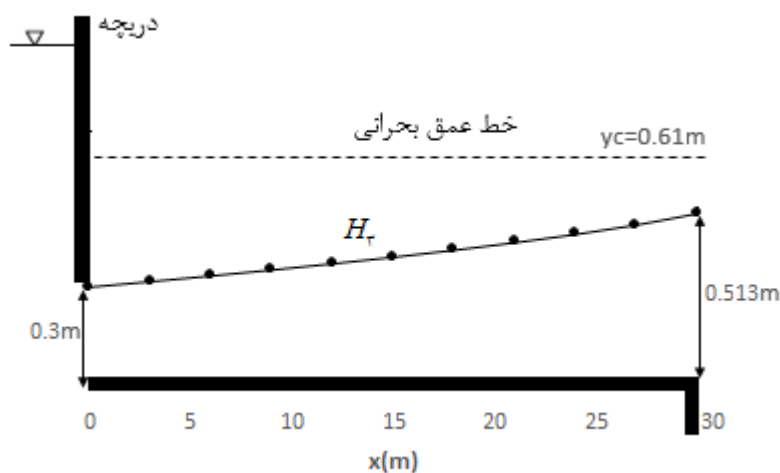
$$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{1/5^2}{9/81}} = 0/61 \text{ m}$$

طبق مطالب قبلی مشخص می شود که جریان در صورت طولانی بودن کانال با عمق بحرانی در انتهای کانال سقوط آزاد می کند. از ابتدا مشخص نیست که آیا طول کانال برای رسیدن به عمق بحرانی کافی است یا نه. با محاسبه نیمرخ سطح آزاد این وضعیت مشخص می شود. در جدول (۷-۵) محاسبات برای طول کانال ۳۰ متر نشان داده شده است.

در شکل (۵-۳۱) نیمرخ محاسبه شده برای این حالت نشان داده شده است که بیانگر این واقعیت است که طول کانال کوتاه می باشد به گونه ای که عمق جریان در انتهای کانال با نیمرخ H_p به $0/513$ متر می رسد و از عمق بحرانی $0/61$ متر کمتر می باشد و پرش هیدرولیکی در کانال شکل نمی گیرد ولی اگر طول کانال بیشتر باشد امکان شکل گیری پرش وجود خواهد داشت.

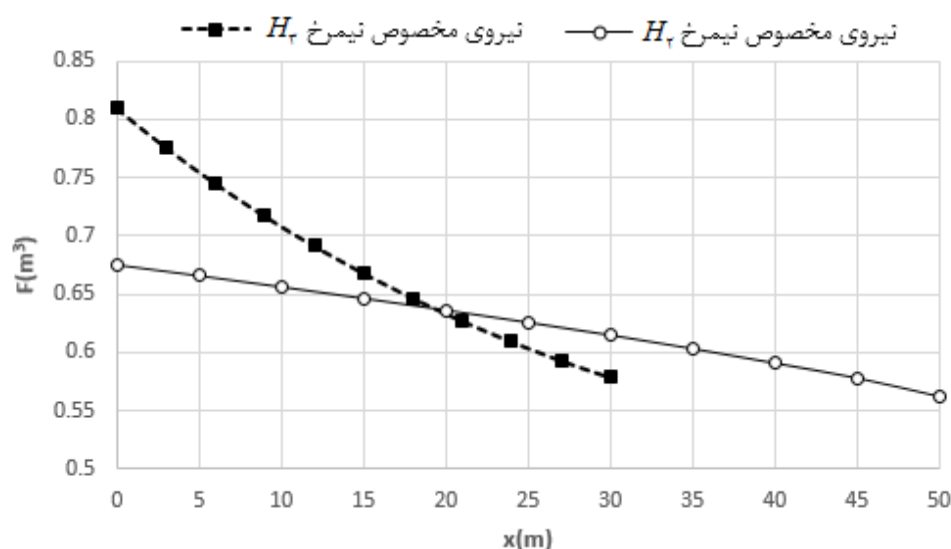
جدول ۵-۷ محاسبات نیمرخ سطح آزاد آب برای مساله ۵-۷ با روش گام استاندارد با طول کانال ۳۰ متر .

x(m)	y(m)	V(m/s)	R(m)	S _f
0	0/3	5	0/188	0/039347
3	0/316	4/748	0/1936	003399
6	0/332	4/512	0/1997	0/029461
9	0/350	4/290	0/206	0/025599
12	0/368	4/08	0/212	0/022277
15	0/386	3/881	0/218	0/019395
18	0/407	3/689	0/224	0/016871
21	0/428	3/502	0/231	0/014636
24	0/452	3/316	0/237	0/012629
27	0/480	3/127	0/245	0/010789
30	0/513	2/927	0/253	0/009039

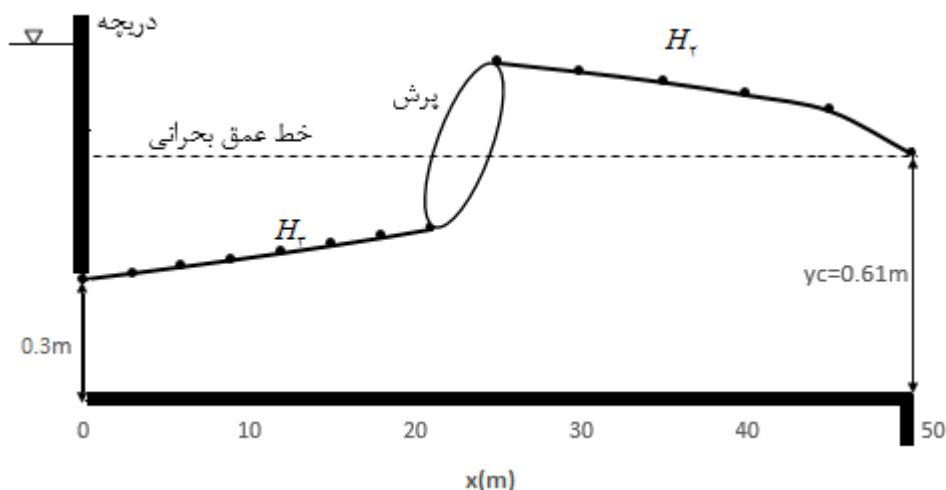


شکل ۵-۳۱ نیمرخ محاسباتی سطح آزاد آب برای مساله ۵-۷ با طول کانال ۳۰ متر.

برای شرایطی که طول کانال ۵۰ متر باشد این امکان وجود دارد که طول کانال زیاد باشد و پرش رخ دهد. تحت این شرایط بعد از دریاچه نیمرخ و بعد از پرش تا انتهای کانال نیمرخ تشکیل می شود که محاسبات آن ارائه نشده است. برای هر دو نیمرخ ها تغییرات نیروی مخصوص در شکل (۳۲-۵) ترسیم شده است که بدیهی است که محل تقاطع دو منحنی نیروی مخصوص برابر بوده و پرش در آن نقطه شکل می گیرد که حدود ۲۰ متری از دریاچه می باشد. در نهایت نیمرخ شکل گرفته در شکل (۳۳-۵) ارائه شده است.



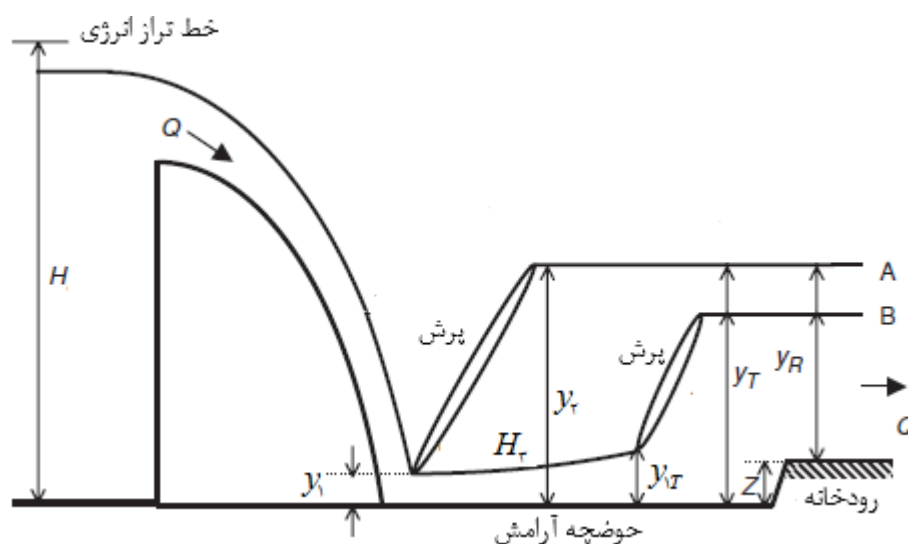
شکل ۳۲-۵ تغییرات نیروی مخصوص نیمرخ H_p و H_r شکل گرفته برای مساله ۵-۷ با طول کانال ۵۰ متر.



شکل ۳۳-۵ نیمرخ محاسباتی سطح آزاد آب برای مساله ۵-۷ با طول کانال ۵۰ متر.

مساله ۵-۸ در شکل (۵-۳۴) جریان عبوری از روی یک سد نشان داده شده است. محل تشکیل پرش هیدرولیکی در حوضچه آرامش را مورد بررسی قرار دهید.

جریان زیر بحرانی عبوری از روی سرریز سد در کف حوضچه آرامش دارای عمق y_1 خواهد بود که با اعمال معادله بقای انرژی بین مقطع قبل و بعد سد و معلوم بودن دبی جریان می توان این عمق که شرایط فوق بحرانی دارد را به دست آورد. در حوضچه آرامش تلاش می شود با تشکیل پرش افت انرژی قابل توجهی اعمال کرد تا انرژی جنبشی زیاد جریان فوق بحرانی شکل گرفته نتواند به سازه های پیش رو آسیب برساند. از طرفی در رودخانه پایین دست با اعمال معادله مانینگ می توان عمق نرمال جریان y_R را به دست آورد. اگر کف حوضچه آرامش و کف رودخانه در یک سطح باشند ($Z=0$) آنگاه عمق انتهایی حوضچه آرامش (y_T) و عمق نرمال یکسان خواهند بود. اگر عمق y_T به اندازه ای باشد که عمق قبل از پرش فرضی شکل گرفته آن y_1 باشد پرش مانند حالت A از شکل می باشد که مطلوبترین حالت می باشد زیرا هزینه ساخت حوضچه آرامش کاهش خواهد یافت. در صورتی که عمق y_T به اندازه کافی نباشد آنگاه عمق قبل از پرش (y_T) افزایش یافته و بیشتر از y_1 خواهد شد و جریان با تشکیل یک نیمرخ H_p مانند حالت B از شکل در حوضچه آرامش به محل پرش می رسد که شرایط مطلوبی نمی باشد و هزینه ساخت حوضچه آرامش به علت محل نامطلوب پرش افزایش می یابد. به عبارت دیگر عمق آب پایین دست باید به اندازه ای باشد که پرش را تا حد ممکن به ابتدای حوضچه آرامش برساند. اگر این عمق کم باشد با ایجاد فاصله بین کف حوضچه آرامش و کف رودخانه (Z) می توان عمق انتهایی حوضچه را به اندازه $y_T = y_R + Z$ رساند و محل تشکیل پرش را به حالت مطلوب رساند.



شکل ۵-۳۴ محل تشکیل پرش در حوضچه آرامش [۲۱].

مساله ۵-۹ در شکل (۵-۳۵) بخش سمت راست جریان آب بر روی یک بشقاب منجر به تشکیل پرش هیدرولیکی می شود ولی اگر در بخش سمت چپ، جریان به پشت بشقاب بریزد پرشی شکل نمی گیرد. علت این قضیه را تشریح کنید.

در بخش سمت راست از این شکل جریان بر روی کف بشقاب حالت فوق بحرانی داشته و در طول کانال به علت اصطکاک بستر افزایش عمق خواهد داشت که حد نهایی آن عمق بحرانی خواهد بود. یعنی جریان تا قبل از رسیدن به عمق بحرانی فرصت دارد تا تغییر وضعیت دهد. به عبارت دیگر به علت محدودیت افزایش عمق در جریان فوق بحرانی حتما یک پرش هیدرولیکی باید شکل گیرد تا جریان از محدودیت عمق بحرانی رهایی یابد و علت تشکیل پرش همین عامل می باشد. در بخش سمت چپ از این شکل جریان شکل گرفته در پشت بشقاب به دلیل انحنای آن در لبه های خارجی دارای شیب زیادی بوده و سرعت جریان افزایش و عمق متناسب با آن کاهش می یابد و دیگر محدودیت رسیدن به عمق بحرانی وجود نداشته و پرش تشکیل نمی شود. به عبارت دیگر هر عامل افزایش سرعت و کاهش عمق تشکیل پرش را نا ممکن می سازد و در مقابل هر عاملی که باعث کاهش سرعت و افزایش عمق شود پرش هیدرولیکی را ممکن می سازد. در واقع می توان گفت تمامی نیمرخهای فوق بحرانی M_p ، S_p ، H_p و A_p که صعودی می باشند در صورت ادامه وضعیت قبل از رسیدن به عمق بحرانی با پرش مواجه می شوند و تنها نیمرخ فوق بحرانی S_p که نزولی می باشد منجر به پرش نمی شود.



شکل ۵-۳۵ شکل گیری جریان متفاوت بر روی بشقاب و پشت آن از منظر تشکیل یا عدم تشکیل پرش هیدرولیکی [۸].

۵-۶ ارتباط دو دریاچه:

تحلیل جریان در کانالی که دو دریاچه و یا مخزن بزرگ را به یکدیگر متصل می کند از مسائل مهم و نسبتاً دشوار در هیدرولیک جریان در کانال های باز می باشد. در این مسائل معمولاً دبی عبوری از کانال مجهول بوده و باید با اعمال معادلات حاکم و شرایط کانال و دریاچه ها دبی را تعیین کرد. دبی عبوری از کانال به عوامل گوناگونی نظیر ارتفاع آب در دریاچه ها نسبت به کف کانال، طول، مشخصات هندسی، نوع شیب و جنس بستر کانال وابسته می باشد. برای تعیین نوع شیب کانال (ملایم یا تند) و کوتاه یا طولانی بودن کانال دبی جریان باید مشخص باشد و از طرف دیگر برای تعیین دبی نوع شیب و طولانی یا کوتاه بودن کانال باید مشخص باشد. در این شرایط تعیین دبی جریان با فرآیند خاصی صورت می گیرد که در ادامه بدان پرداخته می شود.

برای تعیین نوع شیب کانالی که از دریاچه بالادست خود آبرگیری می کند یک فرآیند سعی و خطا باید صورت گیرد بدین شکل که شیب کانال را می توان تند و یا ملایم فرض نمود و با این اعمال این فرض در معادلات حاکم، مشخص کرد که آیا نوع شیبی که برای کانال فرض شده است صحیح می باشد یا خیر. با توجه به شکل (۵-۱۶) در صورتی که شیب کانال تند باشد با در نظر گرفتن معادله بقای انرژی بین سطح آب در مخزن و ورودی کانال و همچنین لحاظ کردن شرایط جریان بحرانی در ورودی کانال به معادلات زیر خواهیم رسید [۲۱].

$$H_u = y_c + \frac{Q^2}{2gA_c^3} \quad (25-5)$$

$$\frac{Q^2 T}{gA^3} = 1$$

در این معادله H_u ارتفاع آب دریاچه بالادست نسبت به کف کانال، y_c و A_c به ترتیب عمق و سطح مقطع بحرانی می باشد. با حل معادلات بالا عمق بحرانی و دبی جریان به دست می آید. بعد از به دست آوردن دبی جریان و اعمال آن در معادله مانینگ عمق نرمال جریان را نیز می توان به دست آورد. در صورتی که عمق نرمال به دست آمده از عمق بحرانی کمتر باشد شیب کانال تند بوده و فرض در نظر گرفته شده برای نوع شیب کانال درست بوده است. در صورتی که عمق نرمال از عمق بحرانی بیشتر باشد شیب کانال ملایم بوده و فرض تند بودن شیب کانال نادرست می باشد. در صورتی که شیب کانال ملایم باشد با توجه به معادله بقای انرژی و معادله مانینگ و همچنین شکل (۵-۱۵) خواهیم داشت [۲۱]:

$$H_u = y_n + \frac{Q^{\frac{r}{r+3}}}{2gA_n^{\frac{r}{r+3}}} \quad (26-5)$$

$$Q = \frac{A_n}{n} R^{\frac{r+3}{r}} \sqrt{S_0}$$

با مشخص بودن H_u با حل معادلات بالا عمق نرمال و دبی جریان به دست می آید. با مشخص شدن دبی میتوان عمق بحرانی جریان را به دست آورد و با مقایسه آن می توان نوع شیب کانال را تعیین نمود. برای فرض اولیه در فرآیند سعی و خطا برای تعیین نوع شیب کانال معمولا شیب های کمتر از $0/01$ را می توان شیب ملایم و شیب های بیشتر از $0/02$ را شیب تند در نظر گرفت و در نهایت طبق فرآیند ارائه شده نوع شیب را تعیین نمود.

مساله ۵-۱۰ یک کانال دوزنقه ای با عرض کف $1/5$ متر و شیب جانبی $m=1$ که ضریب زبری بستر آن $0/02$ می باشد به یک دریاچه در بالادست خود که ارتفاع سطح آن 3 متر بالاتر از کف کانال در ورودی آن می باشد. در صورتی که شیب کانال $0/001$ باشد نوع شیب و دبی جریان در این کانال را به دست آورید.

با توجه به میزان شیب نوع کانال برای فرض اولیه ملایم در نظر گرفته می شود. در این شرایط با توجه به معادله (۵-۲۶) خواهیم داشت.

$$H_u = y_n + \frac{Q^{\frac{r}{r+3}}}{2gA_n^{\frac{r}{r+3}}} = y_n + \frac{R^{\frac{r+3}{r}} S_0}{2gn^{\frac{r}{r+3}}} \rightarrow \frac{r}{r+3} = y_n + 0/127 \times \left(\frac{1/5 y_n + y_n^{\frac{r}{r+3}}}{1/5 + 2 \times \sqrt{2} y_n} \right)^{\frac{r+3}{r}} \rightarrow y_n = 2/82m$$

دبی متناظر با عمق نرمال به دست آمده برابر خواهد بود با:

$$Q = \frac{A}{n} R^{\frac{r+3}{r}} \sqrt{S_0} = \frac{(1/5 y_n + y_n^{\frac{r}{r+3}})^{\frac{r+3}{r}}}{0/02 \times (1/5 + 2 \times \sqrt{2} y_n)^{\frac{r+3}{r}}} \times \sqrt{0/001} = 22/77 m^3 / s$$

عمق بحرانی جریان برابر است با:

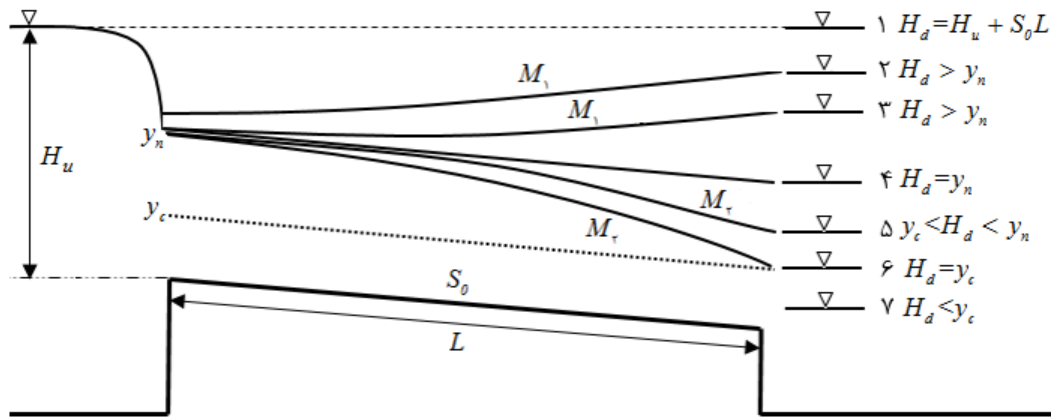
$$\frac{Q^{\frac{r}{r+3}} T}{g A^{\frac{r}{r+3}}} = 1 \rightarrow \frac{22/77^{\frac{r}{r+3}} \times (1/5 + 2 y_c)}{9/81 \times (1/5 y_c + y_c^{\frac{r}{r+3}})^{\frac{r}{r+3}}} = 1 \rightarrow y_c = 1/92m$$

با مقایسه عمق نرمال و بحرانی مشخص می شود که شیب کانال ملایم بوده و فرض اولیه صورت گرفته درست می باشد.

۵-۶-۱ ارتباط دو دریاچه با کانال با شیب ملایم طولانی

در مسائل ارتباط بین دو دریاچه، دبی جریان و نوع شیب کانال از ابتدا مشخص نمی باشد. در چنین شرایطی همانطور که پیش از این اشاره شد با یک فرآیند سعی و خطا شیب کانال و دبی جریان به دست می آید. در بخش پیش تنها تاثیر دریاچه بالادست در تعیین میزان دبی مورد بررسی قرار گرفت. به عبارت دیگر در بخش پیش فرض بر این بوده است که کانال طولانی بوده و تغییری در شرایط پایین دست اتفاق نمی افتد و به همین دلیل دبی جریان تنها به شرایط بالادست مرتبط می باشد. هنگامی که دریاچه یا مخزن بزرگ در پایین دست وجود داشته باشد این عامل می تواند بر روی دبی جریان در کانال تاثیر گذار باشد. به عبارت دیگر همزمان هم دریاچه بالادست و هم دریاچه پایین دست می توانند بر روی دبی جریان در کانال موثر باشند. البته لازم به ذکر است تنها زمانی دبی جریان تحت تاثیر شرایط پایین دست قرار می گیرد که جریان زیر بحرانی و طول کانال کوتاه باشد به گونه ای که تغییرات اعمال شده در پایین دست قادر به تغییر دبی باشد. بر مبنای اختلاف ارتفاع بین سطح آب دریاچه های بالا دست و پایین دست، نیمرخ های مختلف امکان شکل گیری در کانال با شیب ملایم دارند. همچنین دبی جریان در صورت کوتاه بودن کانال تحت تاثیر اختلاف ارتفاع بین دو دریاچه قرار می گیرد. در شکل (۵-۳۶) دو دریاچه و یک کانال طولانی که این دو دریاچه را به یکدیگر متصل می کند نشان داده شده است [۲۱].

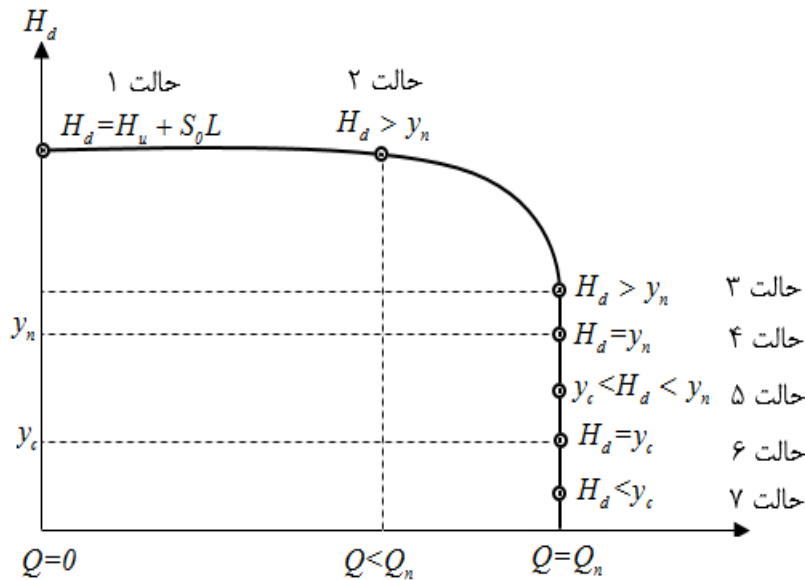
اگر ارتفاع سطح آب در دریاچه بالا دست نسبت کف کانال (H_u) ثابت فرض شود و ارتفاع سطح آب در دریاچه پایین دست (H_d) تغییر کند با توجه به شکل (۵-۳۶) هفت حالت برای نیمرخ سطح آزاد قابل تصور می باشد. در حالت ۱ تراز سطح آب در دو دریاچه برابر می باشد ($H_d = H_u + S_0 L$). در این شرایط انرژی کل دو دریاچه برابر بوده و دبی جریان بعد از رسیدن به تعادل صفر خواهد بود. در حالت ۲، ارتفاع سطح آب در دریاچه پایین دست از عمق نرمال جریان بیشتر بوده ($H_d > y_n$) که با توجه به ملایم بودن شیب کانال می توان گفت که نیمرخ M_1 تشکیل خواهد شد. در این حالت نیمرخ تشکیل شده در ورودی کانال به عمقی بیشتر از عمق نرمال جریان منتهی می شود. در این شرایط دبی جریان از دبی نرمال کمتر خواهد بود ($Q < Q_n$). در حالت ۳ اگر سطح آب دریاچه پایین دست از حالت ۲ به اندازه کافی کمتر شود به گونه ای که همچنان ($H_d > y_n$) باشد نیمرخ M_1 تشکیل می شود به گونه ای که عمق جریان در ورودی کانال یا پیش از آن به عمق نرمال ختم می شود. در این شرایط دبی جریان نسبت به حالت قبل بیشتر شده و به دبی نرمال جریان می رسد ($Q = Q_n$). در حالت ۴ سطح آب در پایین دست به اندازه عمق نرمال است ($H_d = y_n$) که در این حالت جریان نرمال در کانال برقرار شده و دبی جریان نیز برابر دبی نرمال خواهد بود ($Q = Q_n$).



شکل ۵-۳۶ نیمرخهای محتمل سطح آب در ارتباط دو دریاچه با شیب ملایم طولانی.

در حالت ۵ سطح آب دریاچه پایین دست از عمق نرمال جریان کمتر شده ولی بیشتر از عمق بحرانی می باشد. بدیهی است که در این شرایط در صورت طولانی بودن کانال نیمرخ M_1 شکل گرفته قبل از ورودی کانال به عمق نرمال می رسد و دبی جریان نیز دبی نرمال خواهد بود ($Q=Q_n$). در حالت ۶ سطح آب دریاچه پایین دست به عمق بحرانی می رسد ($H_d=y_c$) و در این حالت نیز یک نیمرخ M_1 شکل می گیرد که از عمق بحرانی در پایین دست شروع شده و پیش از ورودی کانال مانند حالت قبل به عمق نرمال می رسد. در این حالت نیز چون نیمرخ تشکیل شده به شرایط نرمال می رسد دبی جریان نیز دبی نرمال خواهد بود. در حالت ۷ سطح آب دریاچه پایین دست به کمتر از عمق بحرانی می رسد. در این حالت نیز مانند حالت ۶ یک نیمرخ M_1 شکل گرفته که در بالادست به عمق نرمال رسیده و دبی جریان نیز طبیعتاً دبی نرمال خواهد بود. جریان بعد از رسیدن به عمق بحرانی در انتهای کانال با یک سقوط آزاد به دریاچه پایین دست خواهد رسید.

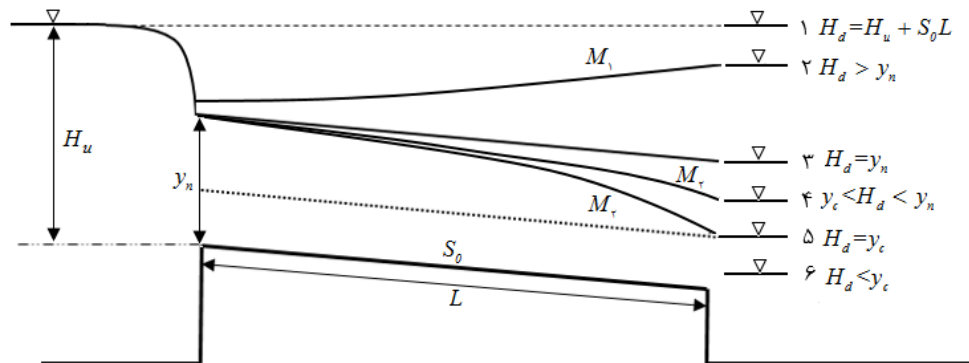
لازم به ذکر است تمامی ۷ حالت تشریح شده بر این مبنا بوده است که کانال به اندازه کافی طولانی باشد. در شکل (۵-۳۷) میزان تغییرات دبی بر مبنای تغییر ارتفاع سطح آب دریاچه پایین دست ترسیم شده است. همانطور که مشاهده می شود دبی جریان برای حالت های ۱ تا ۳ از دبی صفر افزایش یافته و به دبی نرمال می رسد. از حالت ۴ تا ۷ با توجه به طولانی بودن کانال، شرایط نرمال جریان در ابتدای کانال شکل گرفته و دبی جریان همان دبی نرمال بوده و بیشتر از آن نخواهد بود. به عبارت دیگر در صورت طولانی بودن کانال افت سطح آب در دریاچه پایین دست نمی تواند باعث شود تا دبی جریان از دبی نرمال بیشتر شود.



شکل ۳۷-۵ نمودار تغییر دبی جریان در اثر تغییر ارتفاع سطح آب دریاچه پایین دست در ارتباط دو دریاچه با شیب ملایم طولانی.

۵-۶-۲ ارتباط دو دریاچه با کانال با شیب ملایم کوتاه

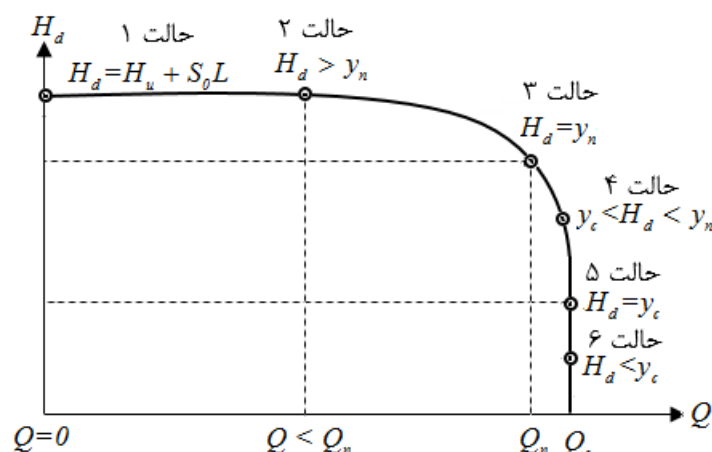
در صورتی که طول کانال ملایم که دو دریاچه را به یکدیگر متصل می کند کوتاه باشد آنگاه تغییرات ارتفاع در دریاچه پایین دست تاثیر بیشتری در تغییر دبی خواهد داشت. بر مبنای تغییر ارتفاع آب دریاچه در پایین دست ۶ حالت برای نیمرخ شکل گرفته قابل تصور است که در شکل (۵-۳۸) به نمایش در آمده است. در حالت ۱ ارتفاع تراز سطح آب در دو دریاچه با یکدیگر برابر می باشند $(H_d = H_u + S_0 L)$ که در نتیجه دبی برابر صفر خواهد بود. در حالت ۲ تراز آب در دریاچه پایین دست پایین تر از دریاچه بالا دست بوده ولی عمق جریان در انتهای کانال و در محل دریاچه پایین دست بیشتر از عمق نرمال کانال خواهد بود $(H_d > y_n)$. در این حالت مانند زمانی که کانال طولانی باشد نیمرخ M_1 شکل گرفته ولی به علت کوتاه بودن کانال این نیمرخ در ابتدای کانال به عمقی بیشتر از عمق نرمال می رسد که در نتیجه دبی جریان از دبی نرمال کمتر خواهد بود $(Q < Q_n)$. در شرایطی که کانال طولانی بود این امکان وجود داشت که نیمرخ M_1 پیش از رسیدن به ابتدای کانال به عمق نرمال برسد و دبی نرمال برقرار شود ولی هنگامی که کانال کوتاه باشد این شرایط به وجود نخواهد آمد. در حالت ۳ سطح آب در دریاچه پایین دست نسبت به کف کانال به اندازه عمق نرمال می رسد $(H_d = y_n)$ و در این شرایط عمق نرمال در سرتاسر کانال ایجاد می شود و دبی جریان نیز دبی



شکل ۵-۳۸ نیمرخهای محتمل سطح آب در ارتباط دو دریاچه با شیب ملایم کوتاه.

نرمال خواهد بود ($Q = Q_n$). در شرایطی که کانال طولانی باشد زمانی که سطح آب دریاچه پایین دست کمتر از عمق نرمال شود دبی بیشتر از دبی نرمال نخواهد بود. به عبارت دیگر به علت طولانی بودن کانال در این شرایط کاهش سطح آب به کمتر از عمق نرمال تاثیری در تغییر دبی نخواهد داشت. در حالت ۴ سطح آب در دریاچه پایین دست به کمتر از عمق نرمال می رسد ($H_d < y_n$) که در نتیجه یک نیمرخ M_2 شکل می گیرد. به علت کوتاه بودن کانال، نیمرخ شکل گرفته قبل از ورودی کانال به عمق نرمال نمی رسد و تنها در ابتدای کانال عمق نرمال تشکیل می شود و دبی جریان بیشتر از دبی نرمال خواهد شد ($Q > Q_n$). در حالت ۵ اگر سطح آب دریاچه پایین دست به عمق بحرانی جریان برسد ($H_d = y_c$) دبی جریان در این حالت به بیشترین میزان خود خواهد رسید. در این حالت نیز نیمرخ M_2 ایجاد می شود که در ابتدای کانال به عمق نرمال خواهد رسید. در حالت ۶ سطح آب دریاچه پایین دست به کمتر از عمق بحرانی جریان می رسد که در این شرایط نیمرخ M_2 مانند حالت قبل از عمق نرمال در ابتدای کانال شروع می شود و به عمق بحرانی در انتهای کانال ختم می شود و بعد از آن با سقوط آزاد به سطح دریاچه پایین دست می رسد ولی دبی بیشتر از حالت قبل نخواهد شد.

منحنی تغییرات دبی به ازای ارتفاع سطح آب در دریاچه پایین دست در شکل (۵-۳۹) نمایش داده شده است که بر خلاف کانال با شیب ملایم و طولانی حداکثر دبی متناظر با عمق نرمال نمی باشد و در شرایطی که عمق بحرانی در انتهای کانال اتفاق بیافتد بیشترین دبی بین دو کانال جریان خواهد یافت. پیش از این در فصل دوم بیان شد که به ازای یک انرژی مخصوص مشخص حداکثر دبی جریان در شرایط بحرانی اتفاق می افتد. در کانال کوتاه با شیب ملایم که عمق بحرانی در انتهای آن اتفاق می افتد چنین شرایطی به وجود می آید ولی هنگامی که کانال طولانی باشد حتی اگر عمق بحرانی در انتهای کانال شکل بگیرد نیمرخ سطح آزاد در نهایت به عمق نرمال خواهد رسید و دبی نرمال جریان برقرار خواهد شد.

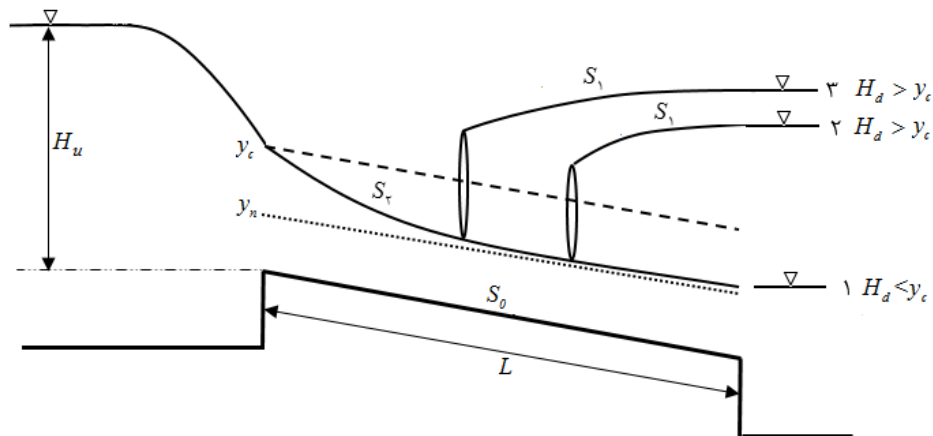


شکل ۵-۳۹ نمودار تغییر دبی جریان در اثر تغییر ارتفاع سطح آب دریاچه پایین دست در ارتباط دو دریاچه با شیب ملایم کوتاه.

۵-۳-۶ ارتباط دو دریاچه با کانال با شیب تند

همانطور که پیش از این اشاره شد هنگامی که جریان از مخزن به کانال با شیب تند وارد می شود در ورودی کانال عمق بحرانی شکل گرفته و جریان با نیمرخ S_p به سمت عمق نرمال با شرایط فوق بحرانی میل می کند. از آنجایی که جریان فوق بحرانی در کانال جریان می یابد جریان از بالادست کنترل خواهد شد. البته این شرایط زمانی به وجود خواهد آمد که کانال طولانی باشد و تغییرات پایین دست بر روی جریان بالادست تاثیر نداشته باشد. با توجه به این که عمق بحرانی در ابتدای کانال شکل می گیرد با توجه به نوع مقطع کانال و اعمال عدد فرود ۱ و معادله بقای انرژی به راحتی می توان دبی جریان را به دست آورد. پس از به دست آوردن دبی می توان نیمرخ شکل گرفته در کانال را با روشهای عددی اشاره شده محاسبه کرد. برای تکمیل نیمرخ سطح آزاد شرایط تراز آب در دریاچه پایین دست باید مشخص شود.

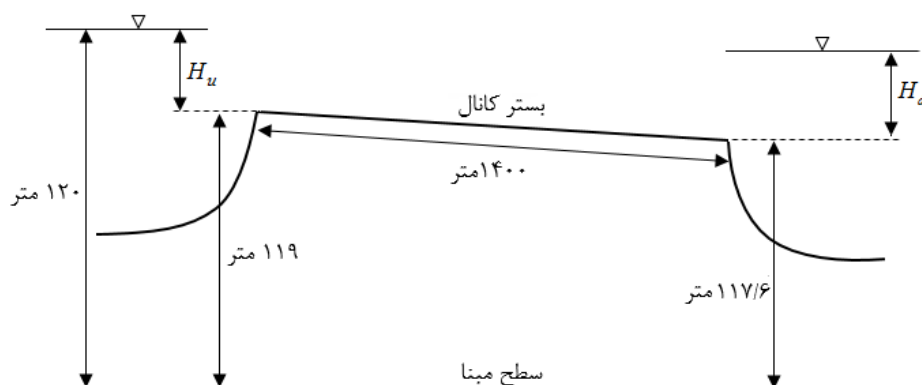
در شکل (۵-۴۰) بر مبنای تغییر ارتفاع سطح آب در دریاچه پایین دست (H_d) حالت قابل تصور است [۲۰]. در حالت اول ارتفاع سطح آب در دریاچه پایین دست از عمق بحرانی جریان کمتر است ($H_d < y_c$). در این صورت یک نیمرخ S_p تشکیل می شود که در صورت طولانی بودن کانال نیمرخ تشکیل شده به عمق نرمال خواهد رسید. در حالت ۲ اگر سطح آب دریاچه بالاتر از عمق بحرانی جریان برسد ($H_d > y_c$) آنگاه جریان زیر بحرانی ایجاد خواهد شد. با توجه به اینکه جریان در ابتدای کانال



شکل ۵-۴۰: نیمرخهای محتمل سطح آب در ارتباط دو دریاچه با شیب تند.

فوق بحرانی است و در انتهای کانال به واسطه شرایط ارتفاع سطح آب دریاچه جریان زیر بحرانی است می توان نتیجه گرفت که یک پرش هیدرولیکی در کانال رخ داده است که وضعیت جریان را از حالت فوق بحرانی به زیر بحرانی تبدیل کرده است. پیش از وقوع پرش یک نیمرخ S_1 و پس از پرش یک نیمرخ S_2 شکل می گیرد که به سطح آب دریاچه پایین دست خواهد رسید. با توجه به ارتفاع آب در دو دریاچه بالا دست و پایین دست و مفهوم انرژی مخصوص می توان محل تشکیل پرش را تشخیص داد. در حالت ۳ که شبیه به حالت ۲ است اگر سطح آب دریاچه بالاتر بیاید نیز یک پرش تشکیل خواهد شد تنها با این تفاوت که محل تشکیل پرش به سمت بالادست حرکت خواهد کرد. در صورتی که سطح آب به اندازه کافی بالا بیاید آنگاه محل تشکیل پرش به ابتدای کانال خواهد رسید که در این صورت پرش مستغرق خواهد شد و در طول کانال تنها یک نیمرخ S_1 شکل می گیرد که در این صورت جریان در کانال زیر بحرانی خواهد بود و شرایط پایین دست تعیین کننده دبی می باشد. این وضعیت شبیه به شرایطی است که در اثر بالا آمدن زیاد سطح آب پایین دست پرش مستغرق در زیر دریاچه شکل می گیرد.

مساله ۵-۱۱: اگر تراز آب در دو مخزن بالا دست و پایین دست یک کانال نسبت به سطح مبنای مشخص برابر ۱۲۰ متر باشد. ارتفاع کف کانال در ابتدا و انتهای کانال نیز به ترتیب برابر با ۱۱۹ و ۱۱۷/۶ متر است. در صورتی که طول کانال ۱۴۰۰ متر و کانال دارای مقطع مستطیلی با عرض ۳ متر باشد با فرض آنکه ضریب زبری کانال ۰/۱۵ باشد به ازای تغییرات سطح آب در دریاچه پایین دست دبی جریان و نیمرخ متناظر را ترسیم کنید (شکل ۵-۴۱).



شکل ۵-۴۱ پارامترهای مساله ۵-۱۱.

شیب بستر کانال با توجه به اطلاعات موجود برابر است با:

$$S_0 = \frac{119 - 117/6}{1400} = 0/001$$

با توجه به اینکه دبی جریان مشخص نیست تعیین نوع شیب با یک فرآیند حدس و اصلاح صورت می پذیرد. ابتدا فرض می شود که شیب کانال ملایم باشد که در این صورت عمق نرمال در ورودی کانال شکل خواهد گرفت که در این صورت همانطور که پیش از این اشاره شد با حل همزمان معادله بقای انرژی و معادله مانینگ عمق نرمال جریان به دست خواهد آمد.

$$H_u = y_n + \frac{Q^2}{2gA_n^3} = y_n + \frac{R^{4/3}}{2gn^2} S_0 \rightarrow 120 - 117/6 = y_n + 0/227 \times \left(\frac{3 \times y_n}{3 + 2 \times y_n} \right)^{4/3}$$

$$\rightarrow y_n = 0/895m$$

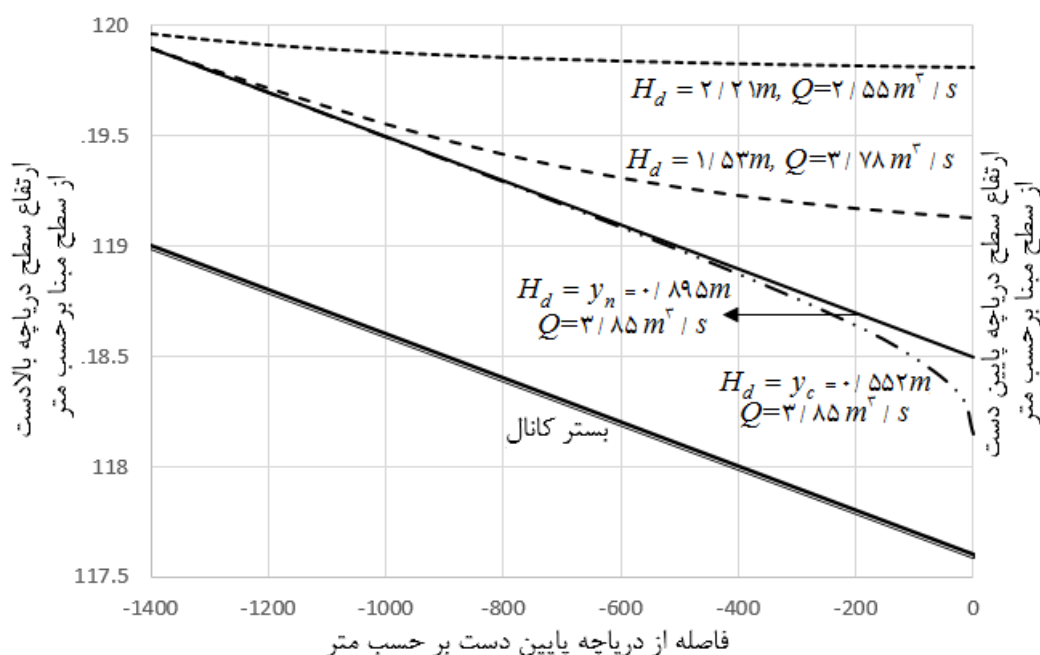
با اعمال عمق نرمال به دست آمده در معادله مانینگ دبی نرمال جریان به دست می آید.

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} \sqrt{S_0} = \frac{(3 \times 0/895)^{5/3}}{0/015 \times (3 + 2 \times 0/895)^{2/3}} \times \sqrt{0/001} = 3/848 m^3 / s$$

عمق بحرانی جریان برابر است با:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{(3/848 \div 3)^2}{9/81}} = 0/552m$$

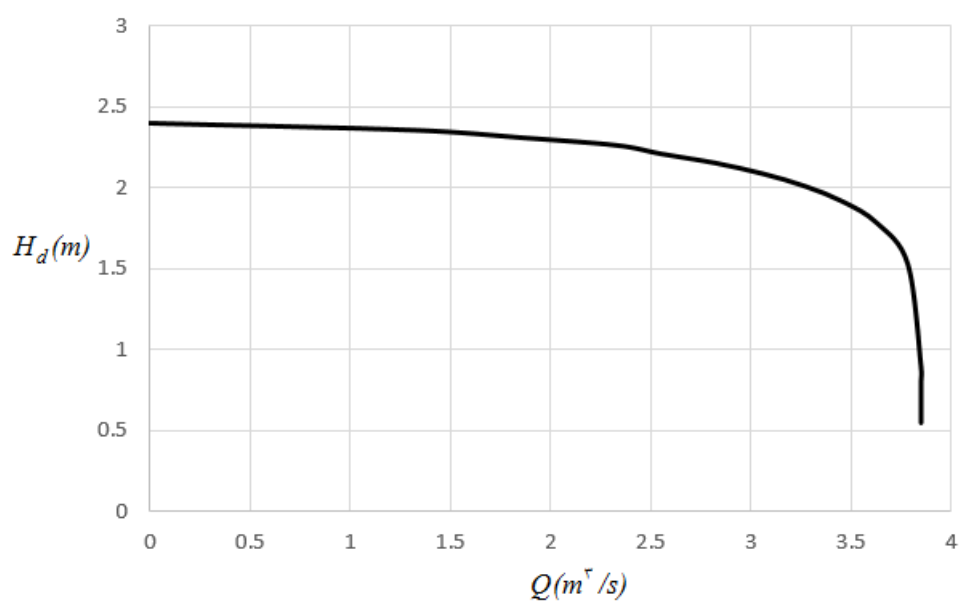
با توجه به این که عمق بحرانی به دست آمده از عمق نرمال کمتر است بنابراین شیب کانال ملایم خواهد بود و فرض صورت گرفته صحیح می باشد. به ازای مقادیر مختلف H_d با حل معادلات حاکم بر جریان های متغیر تدریجی می توان دبی جریان و نیمرخ سطح آزاد را با روش گام استاندارد به دست آورد. در شکل (۵-۴۲) نیمرخ سطح آزاد به همراه دبی جریان یافته به ازای مقادیر مختلف H_d نشان داده شده است. مشاهده می شود دبی جریان با کاهش مقدار H_d تا عمق نرمال به دبی نرمال جریان $(Q_n = 3/85 \text{ m}^3/\text{s})$ می رسد و پس از آن با کاهش بیشتر مقدار H_d دبی جریان افزایش نمی یابد و نیمرخ سطح آزاد قبل از ورودی کانال به عمق نرمال جریان می رسد. به عبارت دیگر می توان گفت که کانال از لحاظ هیدرولیکی طولانی بوده و دبی نرمال حداکثر دبی جریان محتمل در کانال می باشد. در جدول (۵-۸) مقادیر دبی و عمق جریان در ورودی کانال (y_n) به ازای تغییرات H_d ارائه شده است و همچنین نمودار تغییرات دبی نیز در شکل (۵-۴۳) نمایش داده شده است.



شکل ۵-۴۲ نمودار تغییر دبی و نیمرخ سطح آب با تغییر ارتفاع سطح آب دریاچه پایین دست مساله ۵-۱۱.

جدول ۵-۸ تغییرات دبی جریان در اثر تغییر ارتفاع سطح آب دریاچه پایین دست برای مساله ۵-۱۱.

$Q(m^3/s)$	$H_d(m)$	$y_u(m)$	$Q(m^3/s)$	$H_d(m)$	$y_u(m)$
0/000	2/400	1/000	3/270	2/011	0/930
1/316	2/357	0/990	3/458	1/916	0/920
1/842	2/312	0/980	3/628	1/784	0/910
2/326	2/264	0/970	3/782	1/530	0/900
2/551	2/211	0/960	3/848	0/895	0/895
2/823	2/154	0/950	3/848	0/800	0/895
3/060	2/088	0/940	3/848	0/552	0/895



شکل ۵-۴۳ نمودار تغییر دبی در اثر تغییر ارتفاع سطح آب دریاچه پایین دست مساله ۵-۱۱.

این گونه مساله ها را به راحتی می توان با استفاده از فرمول نویسی در اکسل و ابزار ماکرو حل کرد. در بخش زیر برنامه تهیه شده در ماکرو اکسل برای حل این مساله نشان داده شده است (برنامه (۲)). در این برنامه در خط دوم برنامه متغیری مانند y_u تعریف می شود که بیانگر عمق جریان در ورودی کانال می باشد. در خط سوم برنامه ارتفاع سطح آب دریاچه بالا دست نسبت به کف کانال با متغیری مانند H_u (در این مساله یک متر می باشد) معرفی و مقدار آن در برنامه وارد می شود. در خط چهارم عرض کانال مستطیلی مشخص می شود. در خط پنجم مقدار y_u در سلول B_2 اکسل وارد می شود. در صفحه اکسل جدولی مانند جدول (۵-۹) آماده می شود و فرمول نویسی متناسب برای هر متغیر انجام می شود و برای سلول های مشابه این فرمول نویسی کپی خواهد شد. در این مساله ۱۵ مقطع به فاصله ۱۰۰ متری برای انجام محاسبات در نظر گرفته شده است که در سلول های A_2 تا A_{16} جدول (۵-۹) وارد شده است. در خط ششم برنامه با توجه به پارامترهای تعریف شده برای این مساله دبی جریان با توجه به معادله (۵-۳۱) محاسبه می شود و در یک سلول دلخواه (cells(19,1)) که در واقع همان سلول A_{19} در صفحه اکسل است توسط خط هفتم برنامه وارد می شود. فرمول نویسی انجام شده در صفحه اکسل به مقدار دبی در این سلول وابسته است و با تغییر آن محاسبات متناسب با دبی جدید مجدداً محاسبه می شود. لازم به ذکر است که در آدرس دهی میزان دبی در فرمول نویسی از شیوه آدرس دهی مطلق استفاده شده است. در خط نهم تا دوازدهم برنامه یک حلقه به تعداد گره های محاسباتی تشکیل می شود. شمارنده این حلقه از مقدار ۳ تا ۱۶ تنظیم شده است. در خط دهم برنامه برای شروع فرآیند سعی و خطا مقدار عمق در مقطع قبلی برای مقطع بعدی لحاظ می شود که سرعت محاسبات را افزایش خواهد داد.

Sub Macro_Standard_Method()

```

yu = 0.96
Hu = 1
b = 3
Cells(2, 2) = yu
Q = ((Hu - yu) * 2 * 9.81) ^ 0.5 * b * yu
Cells(19, 1) = Q
'-----
For i = 3 To 16
Cells(i, 2) = Cells(i - 1, 2)
Cells(i, 7).GoalSeek Goal:=0, ChangingCell:=Cells(i, 2)
Next

```

برنامه ۲: حل مساله ۵-۱۱ در محیط ماکروهای اکسل با روش گام استاندارد برای محاسبه نیمرخ M_1 .

جدول ۵-۹ جدول تشکیل شده در اکسل و نتایج محاسباتی برای محاسبه نیمرخ M_1 مساله ۵-۱۱.

	A	B	C	D	E	F	G
1	$x(m)$	$y(m)$	$A(m^2)$	$V(m/s)$	$R(m)$	$S_f \times 10^4$	Δ
2	0	0.960	2.880	0.886	0.585	3.606	
3	100	1.033	3.098	0.824	0.612	2.939	0.000000
4	200	1.111	3.332	0.766	0.638	2.401	0.000000
5	300	1.193	3.578	0.713	0.664	1.973	0.000000
6	400	1.278	3.834	0.665	0.690	1.634	0.000000
7	500	1.366	4.098	0.623	0.715	1.364	0.000000
8	600	1.456	4.367	0.584	0.739	1.150	0.000000
9	700	1.547	4.641	0.550	0.762	0.978	-0.000001
10	800	1.640	4.919	0.519	0.783	0.838	0.000000
11	900	1.733	5.200	0.491	0.804	0.724	0.000000
12	1000	1.828	5.483	0.465	0.824	0.631	0.000000
13	1100	1.923	5.769	0.442	0.843	0.553	0.000000
14	1200	2.019	6.056	0.421	0.861	0.488	0.000000
15	1300	2.115	6.345	0.402	0.878	0.433	0.000000
16	1400	2.211	6.634	0.385	0.894	0.387	0.000000
17							
18	Q						
19	2.5514						

در خط یازدهم با استفاده از ابزار Goal Seek عمق جریان در مقطع مورد نظر محاسبه می شود. در این خط مقدار عمق جریان ($cells(i,2)$) در مقطع مورد نظر به گونه ای تغییر می یابد تا مقدار Δ ($cells(i,7)$) با توجه به معادله (۵-۲۶) به مقدار صفر برسد. این فرآیند برای تمامی مقاطع تا رسیدن به پایین دست جریان ادامه می یابد. لازم به ذکر است با تغییر مقدار y_u در ابتدای برنامه دبی جریان و عمق جریان در پایین دست (H_d) محاسبه می شود. جدول (۵-۸) بر این مبنا به دست آمده است. برنامه ماکروی قبلی برای محاسبه نیمرخ M_1 تهیه شده است و اگر سطح آب دریاچه پایین دست به کمتر از عمق نرمال برسد محاسبات به شکل دیگری باید انجام شود. اگر کانال طولانی باشد با افت سطح آب به کمتر از عمق نرمال در دریاچه پایین دست دبی جریان بدون تغییر و برابر با دبی نرمال جریان خواهد بود. در این صورت برنامه (۳) می تواند محاسبات نیمرخ M_1 را انجام دهد. در خط دوم این برنامه دبی نرمال جریان در سلول $cells(19,1)$ وارد می شود و خط سوم تا ششم برنامه مانند حالت قبل عمق جریان در هر مقطع را ابزار Goal Seek با فرآیند سعی و خطا محاسبه می کند.

```
Sub Macro_Standard_Method()
Cells(19, 1) = 3.848
For i = 3 To 16
Cells(i, 2) = Cells(i - 1, 2)
Cells(i, 7).GoalSeek Goal:=0, ChangingCell:=Cells(i, 2)
Next
End Sub
```

برنامه ۳: حل مساله ۵-۱۱ در محیط ماکروهای اکسل با روش استاندارد برای محاسبه نیمرخ M_p .

همچنین لازم به ذکر است در صفحه اکسل مانند حالت قبل جدول (۵-۱۰) تشکیل می شود و فرمول نویسی مناسب انجام می گیرد. علاوه بر این در این بخش محاسبات از پایین دست به سمت بالا دست انجام می گیرد و به همین علت فاصله هر مقطع از دریاچه پایین دست در جدول (۵-۱۰) منفی وارد شده است.

جدول ۵-۱۰ جدول تشکیل شده در اکسل و نتایج محاسباتی برای محاسبه نیمرخ M_p مساله ۵-۱۱.

	A	B	C	D	E	F	G
1	$x(m)$	$y(m)$	$A(m^2)$	$V(m/s)$	$R(m)$	$S_f \times 10^3$	Δ
2	0	0.552	1.656	2.324	0.404	4.074	
3	-25	0.712	2.136	1.801	0.483	1.928	0.000
4	-125	0.813	2.439	1.578	0.527	1.315	0.000
5	-250	0.854	2.561	1.503	0.544	1.144	0.000
6	-400	0.875	2.625	1.466	0.553	1.066	0.000
7	-500	0.882	2.647	1.454	0.556	1.041	0.000
8	-600	0.887	2.661	1.446	0.557	1.026	0.000
9	-700	0.890	2.670	1.441	0.559	1.016	0.000
10	-800	0.892	2.675	1.438	0.559	1.010	0.000
11	-900	0.893	2.679	1.436	0.560	1.006	0.000
12	-1000	0.894	2.681	1.435	0.560	1.004	0.000
13	-1100	0.894	2.683	1.434	0.560	1.002	0.000
14	-1200	0.895	2.684	1.434	0.560	1.001	0.000
15	-1300	0.895	2.685	1.433	0.560	1.000	0.000
16	-1400	0.895	2.685	1.433	0.561	1.000	0.000
17							
18	Q						
19	3.848						

مساله ۵-۱۲ : در مساله قبل اگر بدون تغییر شیب، طول کانال به ۲۵۰ متر کاهش یابد به ازای مقادیر مختلف H_d تغییرات دبی را به دست آورید.

برای حل این مساله می توان برنامه مشابه مثال قبل تهیه کرد و محاسبات را به سادگی انجام داد. در مرحله اول برای اینکه مشخص شود طول کانال از لحاظ هیدرولیکی کوتاه است یا بلند محاسبات نیمرخ سطح آزاد با فرض آنکه عمق بحرانی متناظر با دبی نرمال جریان ($y_c = 0/552m$) در انتهای کانال رخ دهد انجام می پذیرد که نتایج آن در جدول (۵-۱۱) ارائه شده است. با توجه به جدول مشخص می شود که در این شرایط عمق جریان در ورودی کانال در بالا دست مقدار $0/851$ به دست می آید که از عمق نرمال جریان ($0/895$) کمتر است که امکان پذیر نخواهد بود. بنابراین می توان تشخیص داد طول کانال کوتاه است و نیمرخ به عمق نرمال جریان نمی رسد.

در جدول (۵-۱۲) مقادیر مختلف برای عمق بحرانی فرض می شود که متناظر با هر عمق بحرانی دبی بحرانی نیز محاسبه می شود و با محاسبه نیمرخ سطح آزاد عمق جریان در ورودی کانال (y_u) به دست می آید. مقدار عمق بحرانی صحیح برای این مساله $0/585$ متر می باشد زیرا به ازای این مقدار برای عمق بحرانی عمق جریان در ورودی کانال به عمق نرمال می رسد. دبی متناظر با عمق بحرانی $0/585$ مطابق جدول برابر $4/204$ متر مکعب بر ثانیه می باشد که حداکثر دبی جریان برای این مساله می باشد که حدود ۹ درصد از دبی نرمال جریان بیشتر است.

با توجه به مطالب مطرح شده به ازای مقادیر مختلف H_d عمق جریان در ورودی کانال (y_u) و دبی متناظر محاسبه شده است و در جدول (۵-۱۲) آورده شده است و همچنین نمودار این تغییرات در شکل (۵-۴۴) و چند حالت نیمرخ سطح آزاد نیز در شکل (۵-۴۵) ترسیم شده است. لازم به ذکر است با توجه به شیب، طول کانال و سطح آب بالا دست حدکثر اختلاف بین سطح آب دو دریاچه $1/25$ متر می باشد که در جدول (۵-۱۳) لحاظ شده است.

جدول ۵-۱۱ عمق جریان در مقاطع مختلف کانال در صورت وقوع عمق بحرانی متناظر با دبی نرمال در انتهای کانال برای مساله ۵-۱۲.

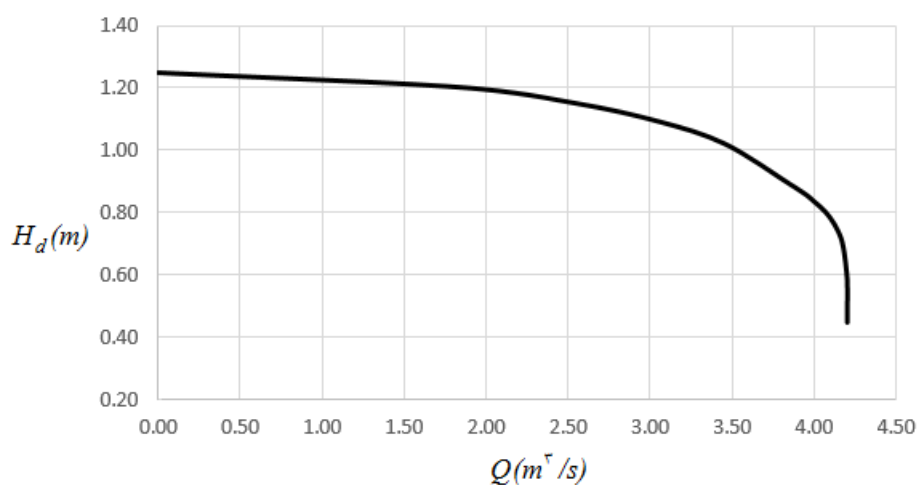
x(m)	y(m)	x(m)	y(m)
0	0/522	-150	0/821
-25	0/730	-175	0/830
-50	0/759	-200	0/838
-75	0/781	-225	0/845
-100	0/797	-250	0/851
-125	0/810		

جدول ۱۲-۵ تغییر دبی و عمق جریان در ورودی کانال با تغییر عمق بحرانی در انتهای کانال برای مساله ۱۲-۵.

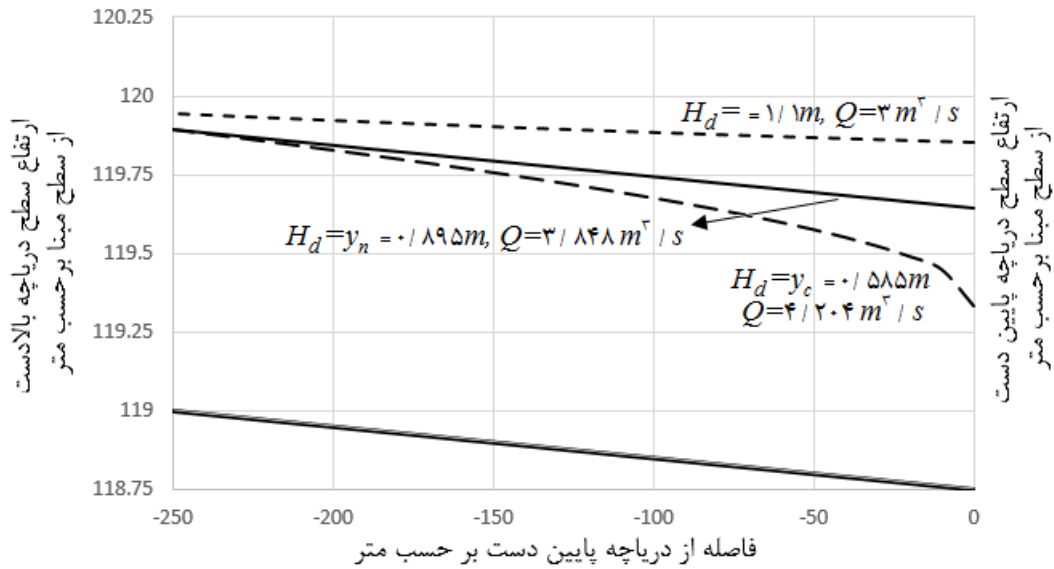
$Q(m^3/s)$	$H_d=y_c(m)$	y_u
3/938	0/560	0/858
4/150	0/580	0/888
4/204	0/585	0/895

جدول ۱۳-۵ تغییر دبی و عمق جریان در ورودی کانال با تغییر ارتفاع آب دریاچه پایین دست برای مساله ۱۲-۵.

$Q(m^3/s)$	$H_d(m)$	y_u	$Q(m^3/s)$	$H_d(m)$	y_u
0/000	1/250	1/000	4/000	0/838	0/895
1/842	1/203	0/980	4/050	0/815	0/895
2/551	1/152	0/960	4/100	0/785	0/895
3/060	1/093	0/940	4/150	0/740	0/895
3/458	1/022	0/920	4/180	0/690	0/895
3/848	0/895	0/895	4/204	0/585	0/895
3/950	0/860	0/895			

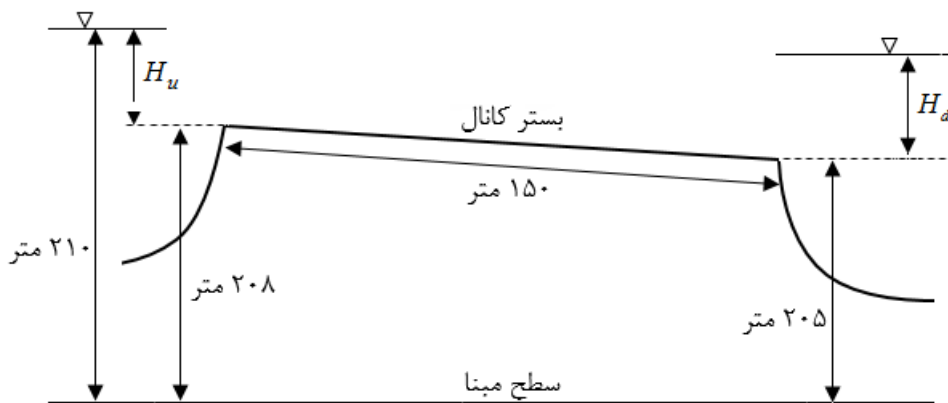


شکل ۴۴-۵ نمودار تغییرات دبی با تغییر ارتفاع سطح آب دریاچه پایین دست مساله ۱۲-۵.



شکل ۴۵-۵ نمودار تغییر دبی و نیمرخ سطح آب با تغییر ارتفاع سطح آب دریاچه پایین دست مساله ۵-۱۲.

مساله ۵-۱۳: اگر تراز آب در مخزن بالا دست یک کانال نسبت به سطح مبنای مشخص برابر ۲۱۰ متر، ارتفاع کف کانال در ابتدا و انتهای کانال نیز به ترتیب برابر با ۲۰۸ و ۲۰۵ متر مطابق شکل (۵-۳۷) باشد و در صورتی که طول کانال ۱۵۰ متر و کانال دارای مقطع مستطیلی با عرض ۲/۵ متر باشد با فرض آنکه ضریب زبری کانال ۰/۱۴ باشد، نیمرخ سطح آزاد را به ازای مقدار $H_d = 3 \text{ m}$ ترسیم کنید.



شکل ۴۶-۵ پارامترهای مساله ۵-۱۳.

شیب کف کانال برابر است با:

$$S_0 = \frac{20.8 - 20.5}{150} = 0.02$$

با توجه به میزان شیب فرض می شود شیب کانال تند باشد. بنابراین دبی جریان با توجه به این که عمق بحرانی در ورودی مخزن به شیب تند شکل می گیرد طبق معادلات زیر به دست می آید.

$$H_u = \frac{3}{2} y_c \rightarrow 21.0 - 20.8 = 0.2 = \frac{3}{2} y_c \rightarrow y_c = 0.133 \text{ m}$$

$$\rightarrow Q = 2/5 \times \sqrt{9/81 \times 0.133^3} = 12 \text{ m}^3 / \text{s}$$

عمق نرمال متناظر با دبی به دست آمده برابر است با:

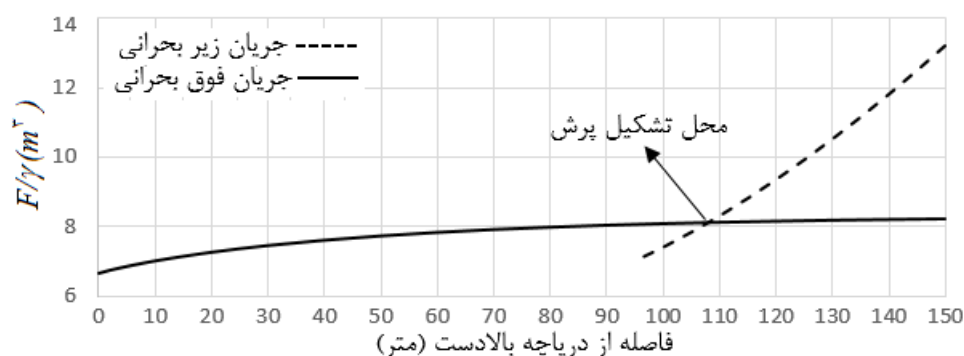
$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} \sqrt{S_0} \rightarrow 12 = \frac{(2/5 y_n)^{5/3}}{0.014 \times (2/5 + 2 y_n)^{2/3}} \times \sqrt{0.02} \rightarrow y_n = 0.776 \text{ m}$$

با مقایسه عمق بحرانی و نرمال به دست آمده مشخص می شود که شیب کانال تند بوده و فرض صورت گرفته صحیح می باشد. با توجه به تند بودن شیب کانال می توان گفت که در طول کانال نیمرخ S_p تشکیل شده و جریات فوق بحرانی خواهیم داشت. با توجه به این که عمق آب در دریاچه پایین دست $(H_d = 3 \text{ m})$ بیشتر از عمق بحرانی جریان است وقوع پرش هیدرولیکی در کانال حتمی است و جریان بعد از پرش با تبدیل شدن به جریان زیر بحرانی با تشکیل نیمرخ S_1 به سطح آب دریاچه پایین دست می رسد. با محاسبات جریان های متغیر تدریجی می توان محل تشکیل پرش و نیمرخ های شکل گرفته را به دست آورد.

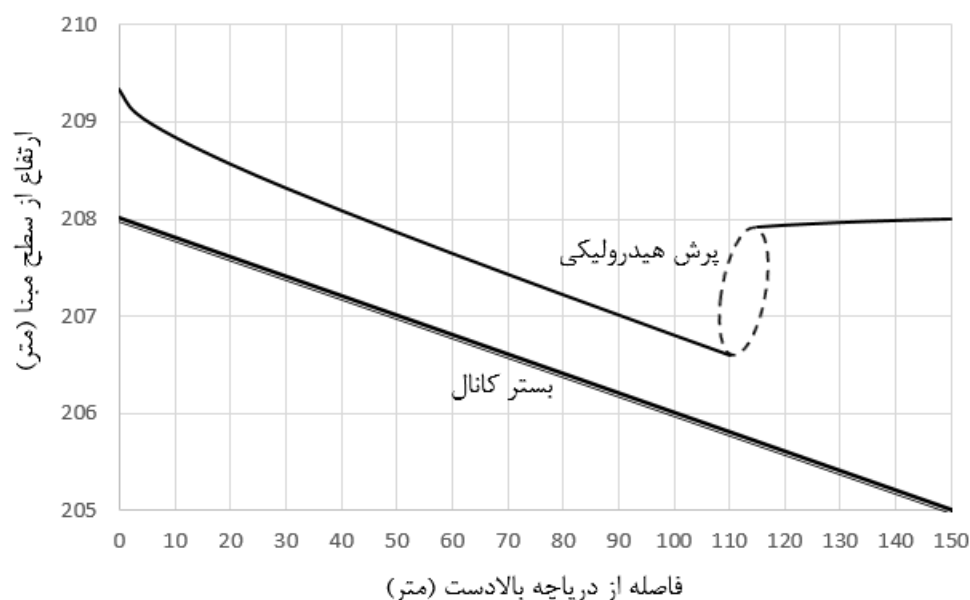
در جدول (۵-۱۴) محاسبات نیمرخ سطح آزاد نشان داده شده است. در این جدول محاسبات از ورودی کانال تا انتهای کانال صورت گرفته است و در مقاطع مختلف میزان نیروی مخصوص به ازای اعماق محاسبه شده متناظر ارائه شده است. در این جدول همچنین محاسبات نیمرخ از پایین دست کانال با فرض آنکه $H_d = 3 \text{ m}$ به سمت بالادست انجام شده و مقادیر نیروی مخصوص نیز برای هر عمق محاسبه شده است. پرش هیدرولیکی در جایی تشکیل می شود که نیروی مخصوص قبل و بعد از پرش برابر باشد. در شکل (۵-۴۷) نمودار تغییرات نیروی مخصوص برای جریان فوق بحرانی و زیر بحرانی شکل گرفته در طول کانال ترسیم شده است و محل تقاطع دو منحنی (محل تشکیل پرش) ۱۱۰ متری از ورودی کانال می باشد. در شکل (۵-۴۸) نیمرخ سطح آزاد به همراه پرش هیدرولیکی ترسیم شده است.

جدول ۵-۱۴ محاسبات جریان متغیر تدریجی برای جریان زیر بحرانی و فوق بحرانی مساله ۵-۱۳.

جریان فوق بحرانی			جریان زیر بحرانی		
x(m)	y(m)	F/γ(m ^۳)	x(m)	y(m)	F/γ(m ^۳)
0	1/333	6/626	150	3/000	13/207
3	1/152	6/756	145	2/893	12/493
10	1/043	6/989	140	2/786	11/807
20	0/966	7/244	135	2/677	11/150
30	0/920	7/440	130	2/567	10/522
40	0/888	7/597	125	2/454	9/923
50	0/865	7/723	120	2/340	9/354
60	0/848	7/826	115	2/223	8/816
70	0/834	7/910	110	2/101	8/312
80	0/823	7/979	105	1/973	7/841
90	0/815	8/037	100	1/835	7/409
100	0/808	8/084	95	1/678	7/018
110	0/802	8/123	90	1/457	6/684
120	0/798	8/156			
130	0/794	8/183			
140	0/791	8/205			
150	0/788	8/224			



شکل ۵-۴۷ نمودار تغییرات نیروی مخصوص برای جریان زیر بحرانی و فوق بحرانی مساله ۵-۱۳.



شکل ۵-۴۸ نیمرخ محاسباتی به همراه پرش هیدرولیکی برای مساله ۵-۱۳.

۷-۵ جریان متغیر تدریجی در کانال های طبیعی

محاسبات جریان های متغیر تدریجی در بخش پیش برای کانال های با سطح مقطع ثابت و منشوری ارائه شد. برای محاسبه نیمرخ سطح آزاد برای چنین کانال هایی از روشهای مختلف عددی می توان استفاده کرد که چند مورد از این روشها در بخش پیش مورد بررسی قرار گرفت. در رودخانه ها و کانال های طبیعی سطح مقطع جریان در مکان های مختلف می تواند بسیار متفاوت باشد. برای بررسی تغییر مشخصات جریان به ویژه عمق و سرعت در مسیر جریان نیاز است مشخصات مقطع کانال در یک سری نقاط برداشت شده و اطلاعات آن موجود باشد. تحت این شرایط تنها از برخی از روشهایی عددی برای محاسبه نیمرخ سطح آزاد می توان استفاده کرد. به عنوان مثال در روش گام به گام مستقیم با فرض یک عمق برای جریان مکان وقوع این عمق در مسیر کانال به دست می آید. با توجه به این که در کانال های طبیعی و رودخانه ها مشخصات مقاطع تنها در مکان های محدودی موجود می باشد بدیهی است که از این روش برای محاسبه جریان های متغیر تدریجی نمی توان بهره برد. در روش استاندارد عمق جریان در مقاطع از پیش تعیین شده به دست می آید که می توان مشخصات این مقاطع را در طول مسیر برداشت کرد.

برای محاسبه نیمرخ سطح آزاد برای جریان های متغیر تدریجی در کانال های طبیعی می توان معادله بقای انرژی را بین دو مقطع جریان در پایین دست و بالا دست به شکل زیر نوشت [۲۱].

$$z_U + y_U + \alpha_U \frac{V_U^2}{2g} - \frac{1}{2} \Delta x S_{fU} - h_e = z_D + y_D + \alpha_D \frac{V_D^2}{2g} + \frac{1}{2} \Delta x S_{fD} \quad (27-5)$$

در این معادله اندیس های U و D به ترتیب بیانگر مقاطع در بالا دست و پایین دست جریان می باشند. α نشان دهنده ضریب تصحیح معادله بقای انرژی و h_e بیانگر افت انرژی موضعی ناشی از تغییر شکل مقطع و ایجاد جریان گردابه ای می باشد. همچنین Z نیز ارتفاع کف بستر می باشد. شیب خط انرژی برای مقاطع مرکب را طبق معادله زیر همانطور که در فصل پیش بیان گردید می توان نوشت:

$$S_f = \left(\frac{Q}{\sum K_i} \right)^2 \quad (28-5)$$

در این معادله i شمارنده تعداد سطوح در مقطع مرکب می باشد. فاکتور انتقال نیز طبق معادله مانینگ به شکل زیر تعریف می شود.

$$K_i = \frac{A_i}{n_i} R_i^{2/3} = \frac{A_i^{5/3}}{n_i P_i^{2/3}} \quad (29-5)$$

ضریب تصحیح معادله بقای انرژی نیز برای مقاطع مرکب طبق معادله زیر بیان می شود.

$$\alpha = \frac{\sum V_i^2 A_i}{V^2 \sum A_i} = \frac{(\sum A_i)^2}{(\sum K_i)^2} \sum \frac{K_i^2}{A_i^2} \quad (30-5)$$

افت انرژی موضعی بین مقطع بالا دست و پایین دست جریان نیز طبق معادله زیر تعریف می شود.

$$h_e = k_e \left| \alpha_U \frac{V_U^2}{2g} - \alpha_D \frac{V_D^2}{2g} \right| \quad (31-5)$$

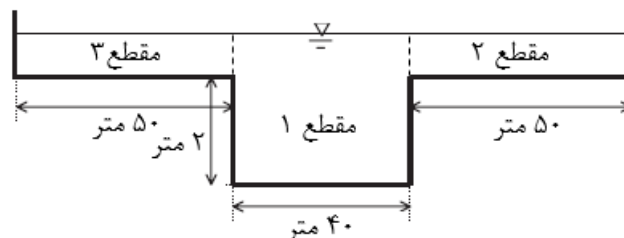
k_e ضریب افت انرژی موضعی می باشد که برای مقاطعی که به تدریج تغییر می کند این ضریب مقداری بین ۰ تا ۰/۵ خواهد بود.

مساله ۵-۱۴: مقطع یک رودخانه به همراه دشتهای سیلابی اطراف مطابق شکل (۵-۴۹) در نظر است. ضریب زبری رودخانه اصلی ۰/۰۲ و دشتهای اطراف ۰/۰۴ برآورد شده است. در مقطعی در پایین دست رودخانه ارتفاع بستر نسبت به یک سطح مبنای دلخواه ۵۰ متر و عمق جریان ۲/۶ متر است. شیب طولی رودخانه نیز ۰/۰۰۳ می باشد. اگر ضریب افت انرژی موضعی (k_e) نیز ۰/۱ باشد عمق جریان را در مقطعی با فاصله ۱۰۰۰ متر در بالا دست جریان با دبی ۲۵۰ متر مکعب بر ثانیه محاسبه کنید.

برای محاسبه نیمرخ سطح آزاد با روش استاندارد ابتدا پارامتری مانند (Δ) طبق معادله زیر تعریف می شود که در واقع همان معادله (۵-۳۲) می باشد که همه جملات آن به سمت چپ تساوی برده شده اند.

$$\Delta = (z_U + y_U + \alpha_U \frac{V_U^2}{2g} - \frac{1}{2} \Delta x S_{fU} - h_e) - (z_D + y_D + \alpha_D \frac{V_D^2}{2g} + \frac{1}{2} \Delta x S_{fD}) \quad (5-32)$$

در این مساله اطلاعات جریان در یک نقطه از پایین دست موجود می باشد و در نظر است مشخصات جریان در مقاطع بالا دست محاسبه شود. در هر مرحله از محاسبات عمق جریان در پایین دست (y_D) و دیگر مشخصات جریان که تابعی از عمق هستند معلوم می باشد و با محاسبه مقدار صحیح عمق در مقطع بالا دست (y_U) مقدار Δ مطابق معادله (۵-۳۷) باید برابر صفر شود. این معادله غیر خطی بوده و نیاز به یک فرآیند سعی و خطا برای حل شدن دارد به گونه ای که مقادیر متفاوت برای y_U در نظر گرفته می شود تا مقدار Δ به صفر یا مقادیر نزدیک به صفر برسد. در جدول (۵-۱۵) این محاسبات از مقطع پایین دست با عمق ۲/۶ متر شروع شده و برای مقاطع با فاصله ۱۰۰۰ متری به سمت بالا دست ادامه می یابد. روبروی هر عمق محاسبات برای هر بخش از مقطع مرکب مطابق شکل (۵-۴۹) با توجه به معادلات مربوطه انجام شده و در نهایت مقدار Δ به دست می آید. با استفاده از ابزار ماکرو و یا Goal Seek در اکسل به راحتی می توان مقدار صحیح عمق در هر مقطع را محاسبه نمود و مقدار Δ را به صفر نزدیک کرد. همانطور که از جدول مشخص است عمق جریان در فاصله حدود ۵۰۰۰ تا ۶۰۰۰ متری از پایین دست بر روی مقدار ۳/۰۱ متر ثابت مانده و محاسبه بیشتر به سمت بالا دست انجام نمی گیرد.



شکل ۵-۴۹ مقطع تقریبی رودخانه به همراه دشتهای سیلابی برای مساله ۵-۱۴.

جدول ۵-۱۵ محاسبات جریان متغیر تدریجی برای جریان در رودخانه با مقاطع مرکب برای مساله ۵-۱۴.

x(m)	y(m)	شماره مقطع	P(m)	A(m ²)	n	K(m ⁷ /s)	$S_f \times 10^3$	V(m/s)	Z(m)	α	Δ
0	2/60	1	44/00	104/00	0/02	9226/9	0/591	1/52	50/0	1/80	
		2	50/60	30/00	0/04	529/31					
		3	50/60	30/00	0/04	529/31					
- 1000	2/86	1	44/00	114/29	0/02	10797	0/387	1/25	50/3	1/90	0/0005
		2	50/86	42/86	0/04	955/88					
		3	50/86	42/86	0/04	955/88					
- 2000	2/94	1	44/00	117/46	0/02	11302	0/342	1/18	50/6	1/91	0/0010
		2	50/94	46/83	0/04	1106/9					
		3	50/94	46/83	0/04	1106/9					
- 3000	2/97	1	44/00	118/98	0/02	11547	0/323	1/16	50/9	1/92	0/0014
		2	50/97	48/73	0/04	1182/3					
		3	50/97	48/73	0/04	1182/3					
- 4000	2/99	1	44/00	119/78	0/02	11677	0/313	1/14	51/2	1/92	0/0017
		2	50/99	49/73	0/04	1222/4					
		3	50/99	49/73	0/04	1222/4					
- 5000	3/01	1	44/00	120/21	0/02	11746	0/308	1/13	51/5	1/92	0/0020
		2	51/01	50/26	0/04	1244/3					
		3	51/01	50/26	0/04	1244/3					
- 6000	3/01	1	44/00	120/43	0/02	11783	0/306	1/13	51/8	1/92	0/0025
		2	01/51	54/50	04/0	8/1255					
		3	01/51	54/50	04/0	8/1255					

۵-۸ جریان متغیر مکانی^۹

در جریان های متغیر تدریجی که تا پیش از این بررسی شد فرض بر این بوده است که دبی در طول جریان بدون تغییر باقی بماند. اگر دبی در مسیر جریان افزایش و یا کاهش داشته باشد آنگاه جریان متغیر مکانی خواهد بود که در موارد بسیاری در طبیعت مشاهده می شود. چنین جریان هایی در جدول های کنار خیابان ها، سرریز سدها و کانال های تقسیم آب در مزارع و لوله های زهکشی به وفور یافت می شود. در صورتی که دبی در مسیر جریان کاهش یابد جریان متغیر مکانی با کاهش دبی و در غیر این جریان متغیر مکانی با افزایش دبی خواهیم داشت.

۵-۸-۱ جریان متغیر مکانی با افزایش دبی

اگر تغییرات دبی در مسیر جریان به آهستگی صورت گیرد آنگاه جریان متغیر مکانی خواهیم داشت که متغیر تدریجی نیز خواهد بود. برای تحلیل چنین جریان هایی ابهام اصلی این است که معادله بقای مومنوم و یا بقای انرژی کدامیک مناسب تر بوده و نتایج دقیق تری ارائه می دهد. هنگامی که جریان در مسیر به کانال اضافه می شود آشفته گی و اختلاط شدیدی به وجود خواهد آمد که افت انرژی قابل توجهی را ایجاد خواهد کرد. از آنجاییکه که معادله بقای انرژی یک معادله غیر برداری است این میزان افت انرژی تاثیر قابل توجهی در دقت نتایج خواهد داشت. معادله بقای مومنوم در مقابل یک معادله برداری می باشد و با توجه به عمود بودن جریان جانبی مومنوم جریان در راستای طولی کانال تغییر نخواهد کرد که تحت این شرایط استفاده از معادله بقای مومنوم ارجحیت خواهد داشت [۳۳، ۲۸]. با اعمال فرضیات صورت گرفته برای جریان های متغیر تدریجی معادله دیفرانسیلی جریان متغیر مکانی با افزایش دبی برابر خواهد بود با:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f - \frac{\beta Q}{gA^3} q_L}{1 - F_r^2} \quad (33-5)$$

در این رابطه β ضریب تصحیح معادله بقای مومنوم و q_L دبی جریان جانبی در واحد طول کانال می باشد. در حالت کلی q_L در طول کانال تغییر می کند ولی در بسیاری از موارد مانند سرریز جانبی ثابت می باشد. تحت این شرایط دبی در فاصله X از شروع سرریز برابر است با:

$$Q = q_L \cdot x \quad (34-5)$$

⁹Spatially Varied Flow

در ابتدای سرریز جانبی طبق رابطه بالا دبی جریان برابر صفر بوده و بدیهی است که عمق بحرانی نیز صفر خواهد بود. عمق جریان در ابتدای کانال بیشتر از صفر می باشد که تحت این شرایط جریان زیر بحرانی خواهد بود. با افزایش دبی در طول کانال به علت دبی ورودی جانبی عمق بحرانی نیز افزایش خواهد یافت. در صورت طولانی بودن کانال در نقطه ای در نهایت عمق جریان با عمق بحرانی برابر خواهد شد و جریان در این نقطه بحرانی خواهد بود. محل وقوع عمق بحرانی را به راحتی با اعمال شرایط بحرانی در معادله (۵-۳۳) مطابق معادله زیر می توان به دست آورد. با مراجعه به مراجع اصلی می توان نحوه به دست آمدن این معادله را مشاهده نمود [۲۸].

$$x_c = \frac{8\beta q_L^2}{gT^2(S_0 - \frac{n^2 gP}{\beta TR^{1+3}})^3} \quad (5-35)$$

در این رابطه x_c محل تشکیل وقوع عمق بحرانی نسبت به ابتدای کانال، T عرض سطح آزاد، P پیرامون تر شده و R شعاع هیدرولیکی می باشد.

بدیهی است که بعد از محل وقوع عمق بحرانی با افزایش دبی عمق بحرانی متناظر با دبی افزایش یافته و بیشتر از عمق جریان خواهد شد که در این صورت وضعیت جریان فوق بحرانی خواهد بود و تا انتهای کانال چنین شرایطی ادامه می یابد. محاسبات جریان های متغیر مکانی را از مقطع بحرانی به عنوان یک مقطع کنترل یکبار به سمت بالا دست و یکبار به سمت پایین دست جریان باید انجام داد. در صورتی که کانال کوتاه باشد عمق بحرانی در طول کانال تشکیل نمی شود و جریان در کل مسیر زیر بحرانی خواهد بود. در این شرایط جریان از پایین دست کنترل می شود و محاسبات را باید از پایین دست تا ابتدای کانال به سمت بالا دست انجام داد.

با گسسته کردن معادله بقای مومنتوم با روش تفاضل های محدود با روش هیندز (Hinds) نیمرخ سطح آزاد در جریان های متغیر مکانی با افزایش دبی را طبق معادله زیر می توان به دست آورد.

$$y_r = y_l + \frac{\beta Q_l}{g} \frac{V_l + V_r}{Q_l + Q_r} (V_r - V_l + \frac{V_r}{Q_l} (Q_r - Q_l)) + (S_0 - \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2}) \quad (5-36)$$

در این معادله V سرعت، Q دبی، y عمق، S_f شیب خط انرژی می باشد و اندیس های ۱ و ۲ بیانگر دو مقطع انتخابی متوالی در طول کانال می باشد. در جریان زیر بحرانی شماره گذاری مقاطع از پایین دست به بالا دست و در خلاف جهت جریان و در جریان فوق بحرانی شماره گذاری مقاطع از بالادست به پایین دست و در جهت جریان می باشد.

مساله ۵-۱۵: در یک کانال دوزنقه ای با عرض کف ۵ متر و شیب جانبی ۱، ضریب زبری 0.02 و شیب طولی کانال 0.1 می باشد. در صورتی که یک سرریز جانبی جریانی با شدت $1/5$ متر مکعب بر ثانیه به ازای هر متر به داخل کانال بریزد با فرض آنکه طول کانال ۷۰ متر باشد نیمرخ سطح آزاد در طول کانال را ترسیم کنید. ارتفاع کف کانال در ابتدای سرریز نسبت به سطح مبنا ۱۰ متر می باشد.

در مرحله اول باید یک مقطع کنترل پیدا نمود و محاسبات را از آن مقطع شروع نمود. عمق بحرانی به شرط آنکه در طول کانال به وجود آید می تواند یک مقطع کنترل باشد. برای محاسبه عمق بحرانی باید دبی مشخص باشد و با توجه به این که دبی در طول کانال افزایش می یابد نمی توان مستقیماً عمق بحرانی را محاسبه نمود و نیاز به یک فرآیند سعی و خطا می باشد. در ابتدا یک مقدار برای عمق بحرانی (y_c) به دلخواه انتخاب می شود و طبق معادله (۵-۴۰) و مشخصات کانال، محل تشکیل عمق بحرانی (x_c) محاسبه می شود و پس از آن دبی جریان در مقطع بحرانی ($Q_c = q_L x_c$) محاسبه شده و با لحاظ کردن این دبی، عمق بحرانی محاسبه خواهد شد در صورتی که عمق بحرانی جدید با عمق بحرانی قبلی نزدیک باشد عمق محاسبه شده صحیح بوده و نیاز به محاسبه جدید نمی باشد. در غیر این صورت با عمق بحرانی جدید فرآیند را دوباره تکرار کرده و محاسبات تا زمانی که عمق بحرانی در دو تکرار متوالی اختلاف چندانی نداشته باشد ادامه می یابد. در جدول (۵-۱۶) این محاسبات با فرض اولیه عمق بحرانی $2/2$ متر شروع و در نهایت عمق بحرانی صحیح $1/748$ متر به دست می آید.

این محاسبات را به شکل ساده تر و دقیقتر با نرم افزار اکسل می توان انجام داد. در جدول (۵-۱۷) بخشی از صفحه اکسل نمایش داده شده است که در آن متغیرهای درگیر در مساله با فرمول نویسی متناسب تعریف شده اند. هدف این است که عمق جریان به اندازه ای باشد تا عدد فرود جریان برابر یک

جدول ۵-۱۶ فرآیند سعی و خطا برای یافتن عمق بحرانی در جریان های متغیر مکانی برای مساله ۵-۱۵.

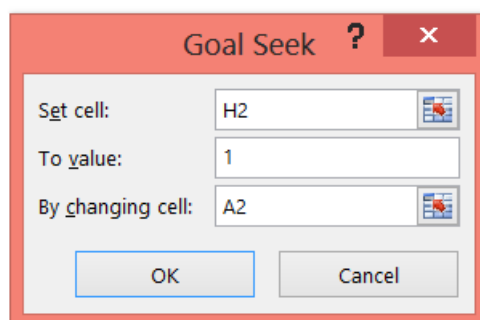
$y_c(m)$	$x_c(m)$	$Q(m^3/s)$
2/200	23/601	35/402
1/545	32/118	48/178
1/856	27/579	41/368
1/696	29/786	44/680
1/775	28/659	42/989
1/735	29/221	43/832
1/755	28/940	43/410
1/745	29/080	43/621
1/748	29/038	43/557

جدول ۵-۱۷ تعریف پارامترهای مورد نیاز برای محاسبه عمق بحرانی جریان با نرم افزار اکسل برای مساله ۵-۱۵.

	A	B	C	D	E	F	G	H
1	y	A	T	P	R	x	Q	Fr
2	1.748	11.799	8.497	9.945	1.186	29.032	43.549	1.000
3	y	A	T	P	R	x	Q	Fr
4	2	3.000	24.000	11.000	13.485	1.780	17.124	25.686
5	2	3.000	24.000	11.000	13.485	1.780	17.124	25.686
6	2	3.000	24.000	11.000	13.485	1.780	17.124	25.686

سطرهای اکسل

باشد که بیانگر بحرانی بودن جریان در مقطع مورد نظر خواهد بود. در ابتدا در سلول A_2 به عنوان فرض اولیه عددی به عنوان عمق بحرانی وارد می شود با این مقدار اگر عدد فرود جریان که در سلول H_2 نمایش داده شده است برابر یک باشد عمق بحرانی انتخاب شده صحیح بوده و حل مساله اتمام یافته است در غیر این صورت با ابزار Goal Seek به راحتی می توان عمق بحرانی صحیح را به دست آورد. این ابزار در منوی DATA → What-if Analysis → Goal Seek صفحه مربوط به آن مطابق شکل (۵-۵۰) نمایان می شود که شامل سه بخش است. در بخش اول (Set cell:) سلولی که قرار است مقدار آن تنظیم شود معین می گردد که در این مساله سلول H_2 می باشد که در واقع همان مقدار عدد فرود است. در بخش دوم (To value:) مقداری که سلول H_2 باید بر روی آن تنظیم شود اعمال می شود که در این مساله مقدار ۱ متناظر با شرایط بحرانی برای عدد فرود می باشد. در بخش سوم (By changing cell:) مقدار سلولی (A_2) که با تغییر آن عدد فرود جریان برابر ۱ شود مشخص می شود که در واقع بیانگر میزان عمق بحرانی می باشد. این ابزار با روش سعی و خطا میزان صحیح عمق بحرانی را پیدا کرده و در سلول A_2 این میزان را جایگزین می کند. بعد از حل مساله، جدول (۵-۱۸) حاصل می شود که در آن عمق بحرانی $y_c = 1/748m$ ، محل عمق بحرانی $x_c \approx 29m$ و دبی بحرانی برابر با $Q_c = 43/549 m^3/s$ به دست آمده است.



شکل ۵-۵۰ محاسبه عمق بحرانی با ابزار Goal Seek برای مساله ۵-۱۵.

با توجه به این که محل عمق بحرانی در ۲۹ متری از ابتدای کانال می باشد و طول کانال نیز ۷۰ متر می باشد بنابراین میتوان از عمق بحرانی به عنوان مقطع کنترل برای شروع محاسبات استفاده کرد. محاسبات در دو بخش جداگانه انجام می شود. در بخش اول از مقطع بحرانی به سمت بالا دست که جریان زیر بحرانی می باشد محاسبات صورت می گیرد و در بخش دوم از مقطع بحرانی تا انتهای کانال که جریان فوق بحرانی می باشد محاسبات تکمیل می گردد. برای انجام محاسبات متغیری مانند Δ تعریف می شود که در واقع همان معادله (۵-۳۷) می باشد که با بردن تمامی متغیرها به یک طرف تساوی به دست می آید. با فرض مشخص بودن اطلاعات جریان در مقطع ۱ اطلاعات جریان در مقطع ۲ زمانی صحیح خواهد بود که Δ متغیر برابر صفر شود.

$$\Delta = y_2 - y_1 - \frac{\beta Q_1}{g} \frac{V_1 + V_2}{Q_1 + Q_2} (V_2 - V_1 + \frac{V_2}{Q_2} (Q_2 - Q_1)) - (S_0 - \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2}) \quad (5-37)$$

برنامه شماره (۴) در ماکروی اکسل تهیه شده است که از ابزار Goal Seek استفاده می کند و عمق جریان را در مقاطع مختلف به دست می آورد. در جدول (۵-۱۹) متغیرهای این مساله در یک فایل اکسل تعریف شده است و فرمول نویسی متناسب با هر متغیر نیز لحاظ شده است. لازم به ذکر است که فرمول های نوشته شده در سطر دوم برای بقیه سطرها نیز کپی خواهد شد. اطلاعات سطر دوم مربوط به عمق بحرانی است که در بخش پیش به دست آمده است. عمق جریان در مقاطع دیگر با توجه به این جدول مورد نظر می باشد. برنامه ماکروی تهیه شده عمق جریان در سطرهای ۳ تا ۸ از ستون ۲ را به گونه ای می یابد که مقدار Δ متناظر با هر عمق به اندازه کافی نزدیک شود. بعد از اجرای برنامه تهیه شده عمق و دیگر اطلاعات جریان در شاخه زیر بحرانی در مقاطع مورد نظر به دست می آید و جدول (۵-۱۹) تکمیل می شود. در جدول (۵-۲۰) نتایج محاسبات برای شاخه فوق بحرانی نیز نشان داده شده است که با تغییر برنامه (۴) متناسب با تعداد مقاطع مورد نظر به راحتی به دست می آید. در شکل (۵-۵۱) نیز نیمرخ محاسبه شده سطح آزاد در طول کانال در دو بخش زیر بحرانی و فوق بحرانی بر مبنای نتایج به دست آمده ترسیم شده است. لازم به ذکر است که ارتفاع انتهای کانال در ترسیم این شکل صفر در نظر گرفته شده است. توجه به این نکته جالب توجه است که در هر دو بخش زیر بحرانی و فوق بحرانی جریان با افزایش دبی به علت شیب زیاد کانال عمق جریان افزایش می یابد. در صورتی که شیب کانال کم باشد طبق مفاهیم ارائه شده در فصل دوم و سوم در بخش زیر بحرانی با افزایش دبی عمق جریان کاهش پیدا خواهد کرد.

```
Sub Macro_lateral_inflow()
```

```
For i = 3 To 8
```

```
Cells(i, 2) = Cells(i - 1, 2)
```

```
Cells(i, 9).GoalSeek Goal:=0, ChangingCell:=Cells(i, 2)
```

```
Next
```

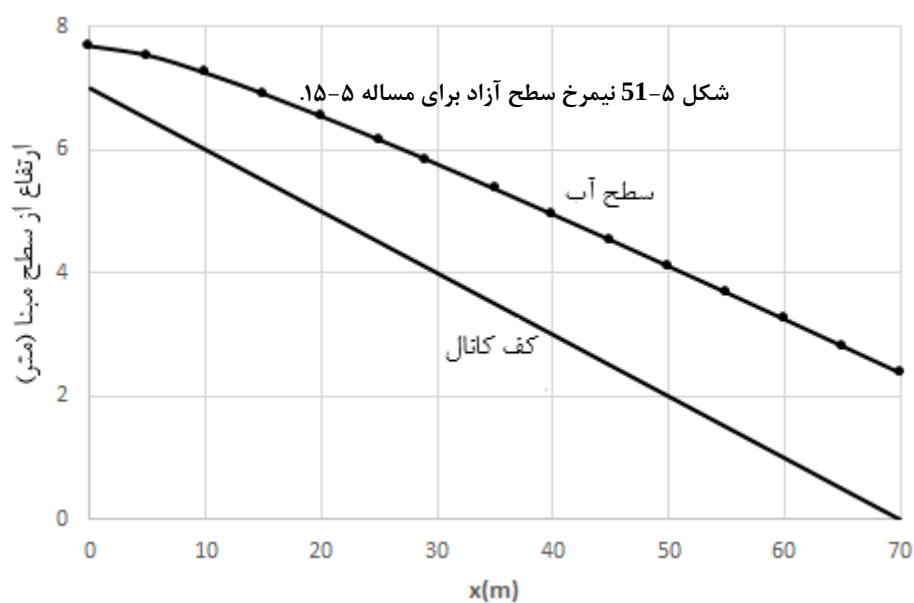
```
End Sub
```

برنامه 4: حل مساله 5-15 در محیط ماکروهای اکسل با روش گام استاندارد برای بخش زیر بحرانی جریان.

جدول 5-19 نتایج محاسباتی جریان متغیر مکانی مساله 5-15 برای بخش زیر بحرانی جریان	$\Delta \times 10^6$	$Q(m^3/s)$	S_f	$R(m)$	$V(m/s)$	$P(m)$	$A(m^2)$	$y(m)$	$x(m)$
29/03		43/54	0/0043	1/18		9/94	11/79	1/74	29/03
2		9	4	6	3/691	5	9	8	2
25	0/05	37/50	0/0038	1/14	3/388	0	9	2	25
20	0/01	30/00	0/0031	1/07	2/971	5	9	3	20
15	0	22/50	0/0024	1/00	2/495	1	9/020	8	15
10	0/72	15/00	0/0016	0/91	1/929	1	7/775	5	10
5	0	7/500	0/0008	0/78	1/202	4	7/92	4	5
0	0	0/000	0/0000	0/56	0/000	2	3/883	3	0

x(m)	y(m)	A(m²)	P(m)	V(m/s)	R(m)	S _f	Q(m³/s)	Δx, ⁶
29/03 2	1/74 8	11/79 9	9/945	3/691	1/18 6	0/0043 4	43/549	
35	1/86 2	12/77 7	10/26 7	4/109	1/24 5	0/0050 5	52/500	0/002
40	1/95 1	13/56 4	10/51 9	4/423	1/28 9	0/0055 8	60/000	0/16
45	2/03 3	14/30 1	10/75 1	4/720	1/33 0	0/0060 9	67/500	0/032

50	2/11 0	15/00 4	10/96 9	4/999	1/36 8	0/0065 8	75/000	0/009
55	2/18 3	15/67 7	11/17 4	5/262	1/40 3	0/0070 5	82/500	0/003
60	2/25 1	16/32 5	11/36 8	5/513	1/43 6	0/0075 0	90/000	0/001
65	2/31 7	16/95 0	11/55 2	5/752	1/46 7	0/0079 4	97/500	0
70	2/37 9	17/55 5	11/72 9	5/981	1/49 7	0/0083 6	105/00 0	0/739



مساله 5-16: در مساله قبل اگر شیب کف کانال $0/05$ باشد و بعد از سرریز جانبی شیب کانال به $0/001$ کاهش یابد و طول این بخش از کانال 1500 متر باشد و به دریاچه ای که ارتفاع آن نسبت به

کف کانال ۵ متر می باشد منتهی شود در صورتی که ضریب زبری، شیب جانبی و عرض کف کانال مانند بخش سرریز جانبی باشد نیمرخ سطح آزاد را ترسیم کنید.

عمق بحرانی مربوط به سرریز جانبی مطابق با روش ارائه شده در مساله قبل محاسبه شده است که مقدار آن ۳/۸۴ متر و محل وقوع آن در حدود ۱۱۶ متری از ابتدای کانال می باشد و با توجه به این که بیشتر از طول سرریز جانبی می باشد بنابراین از عمق بحرانی به عنوان مقطع کنترل برای شروع محاسبات نمی توان استفاده کرد. در انتهای سرریز جانبی با توجه به شدت جریان ورودی به کانال دبی جریان ۱۰۵ متر مکعب بر ثانیه خواهد بود. با لحاظ کردن این دبی برای کانال پایین دست منتهی به دریاچه عمق بحرانی و عمق نرمال مطابق محاسبات زیر به دست می آید که با توجه به مقادیر به دست آمده می توان گفت نوع شیب کانال ملایم بوده و باید از پایین دست کنترل شود. عمق آب دریاچه پایین دست نسبت به کف کانال به عنوان شروع کننده محاسبات می تواند مورد استفاده قرار گیرد که در واقع شرایط مرزی محاسبات جریان متغیر تدریجی مورد نظر می باشد.

$$10.5 = \frac{5y + y^2}{0.02} \left(\frac{5y + y^2}{5 + 2\sqrt{2}y} \right)^{2+2} \sqrt{0.001} \rightarrow y_n = 4.177m$$

$$\frac{10.5^2 \times (5 + 2y_c)}{9.81 \times (5y_c + y_c^2)^3} = 1 \rightarrow y_c = 2.91m$$

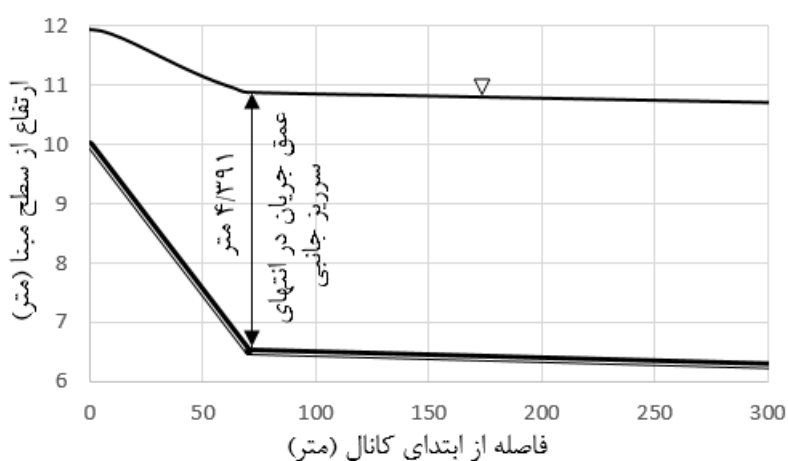
در جدول (۵-۲۱) نتایج محاسباتی روش استاندارد از دریاچه پایین دست به سمت بالا دست تا انتهای سرریز جانبی ارائه شده است. لازم به ذکر است فاصله دریاچه از ابتدای سرریز جانبی با لحاظ کردن طول کانال پایین دست و سرریز ۱۵۷۰ متر می باشد و شروع محاسبات با در نظر گرفتن این مقدار انجام شده است. مطابق این جدول عمق جریان در انتها سرریز و ابتدای کانال پایین دست برابر ۴/۳۹۱ متر می باشد که با استفاده از این مقدار در جدول (۵-۲۲) محاسبات جریان متغیر مکانی در طول سرریز به سمت بالا دست انجام شده است. در شکل (۵-۵۲) نیز نیمرخ محاسباتی سطح آزاد به نمایش درآمده است. لازم به ذکر است در این شکل نیمرخ سطح آزاد تنها تا ۳۰۰ متری کانال پایین دست ترسیم شده است تا بهتر بتوان میزان تغییرات نیمرخ سطح آزاد در طول سرریز جانبی را مشاهده نمود.

جدول ۵-۲۱ نتایج محاسباتی جریان متغیر مکانی مساله ۵-۱۶ در کانال منتهی به دریاچه.

x(m)	y(m)	A(m ²)	P(m)	V(m/s)	R(m)	S _f ×۱۰ ^۴
1570	5/000	50/000	19/142	2/100	2/612	4/905
1470	4/942	49/137	18/979	2/137	2/589	5/139
1370	4/887	48/316	18/822	2/173	2/567	5/377

محل ۵-۲۲	محاسبه ۲/۵۴۶	میان ۲/۲۰۹	متغیر مکانی ۱۸/۶۷۲	مساله ۱۷/۳۳۵	بخش ۴۶/۷۹۷	جانبی ۴/۸۸۴	۱۲۷۰
۱۱۷۰	۲/۵۲۶	۲/۲۴۴	۱۸/۵۲۹	۴۶/۷۹۷	۴/۷۸۳		
۱۰۷۰	۲/۵۰۶	۲/۲۷۸	۱۸/۳۹۳	۴۶/۰۹۹	۴/۷۳۵		
۹۷۰	۲/۴۸۸	۲/۳۱۱	۱۸/۲۶۵	۴۵/۴۴۲	۴/۶۹۰		
۸۷۰	۲/۴۷۱	۲/۳۴۲	۱۸/۱۴۳	۴۴/۸۲۶	۴/۶۴۷		
۷۷۰	۲/۴۵۴	۲/۳۷۳	۱۸/۰۲۹	۴۴/۲۴۹	۴/۶۰۶		
۶۷۰	۲/۴۳۹	۲/۴۰۲	۱۷/۹۲۱	۴۳/۷۱۲	۴/۵۶۸		
۵۷۰	۲/۴۲۵	۲/۴۳۰	۱۷/۸۲۱	۴۳/۲۱۲	۴/۵۳۳		
۴۷۰	۲/۴۱۱	۲/۴۵۶	۱۷/۷۲۸	۴۲/۷۵۰	۴/۵۰۰		
۳۷۰	۲/۳۹۹	۲/۴۸۱	۱۷/۶۴۱	۴۲/۳۲۳	۴/۴۶۹		
۲۷۰	۲/۳۸۸	۲/۵۰۴	۱۷/۵۶۱	۴۱/۹۳۰	۴/۴۴۱		
۱۷۰	۲/۳۷۷	۲/۵۲۶	۱۷/۴۸۸	۴۱/۵۶۹	۴/۴۱۵		
۷۰	۲/۳۶۷	۲/۵۴۶	۱۷/۴۲۰	۴۱/۲۴۰	۴/۳۹۱		

x(m)	y(m)	A(m ²)	P(m)	V(m/s)	R(m)	S _f × ۱۰ ^۴	Q(m ³ /s)
70	4/391	41/240	17/420	2/546	2/367	8/221	105/000
65	4/200	38/637	16/879	2/523	2/289	8/445	97/500
60	4/015	36/190	16/355	2/487	2/213	8/582	90/000
55	3/836	33/892	15/849	2/434	2/138	8/605	82/500
50	3/663	31/735	15/361	2/363	2/066	8/493	75/000
45	3/497	29/709	14/890	2/272	1/995	8/222	67/500
40	3/335	27/799	14/433	2/158	1/926	7/778	60/000
35	3/178	25/985	13/988	2/020	1/858	7/151	52/500
30	3/022	24/246	13/548	1/856	1/790	6/343	45/000
25	2/867	22/558	13/110	1/662	1/721	5/362	37/500
20	2/710	20/893	12/665	1/436	1/650	4/232	30/000
15	2/546	19/216	12/202	1/171	1/575	2/994	22/500
10	2/372	17/485	11/709	0/858	1/493	1/725	15/000
5	2/179	15/639	11/162	0/480	1/401	0/587	7/500
0	1/952	13/572	10/522	0.000	1/290	0/000	0/000



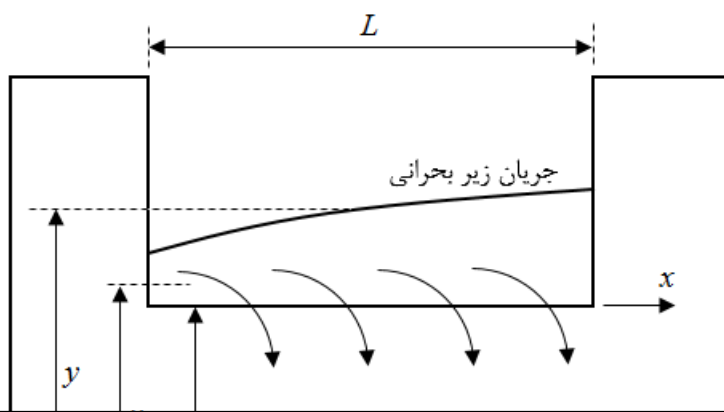
۵-۸-۲ جریان متغیر مکانی با کاهش دبی

هنگامی که در طول مسیر جریان دبی کاهش یابد مطابق شکل (۵-۵۳) جریان خروجی با زاویه ای غیر از زاویه ۹۰ درجه از کانال اصلی خارج می شود که در این صورت بخشی از مومنتوم در راستای طولی کانال را با خود خارج می کند که در این شرایط استفاده از معادله بقای مومنتوم با توجه به این که زاویه جریان خروجی مشخص نیست دشوار می باشد. در چنین جریان هایی افت انرژی ناچیزی به واسطه عدم اختلاط جریان اتفاق می افتد و تحت این شرایط استفاده از معادله بقای انرژی منطقی تر می باشد.

با فرض آنکه میزان انرژی مخصوص در طول سرریز ثابت باشد برای یک کانال مستطیلی با توجه به معادله دبی سرریز ها معادله تغییر عمق جریان در طول سرریزهای جانبی توسط دی مارچی (De Marchi) ارائه شده است [۲۶].

$$\frac{xC}{b} = \frac{2E - 3P}{E - P} \sqrt{\frac{E - y}{y - P}} - 3 \sin^{-1} \sqrt{\frac{E - y}{E - P}} + \text{constant} \quad (5-38)$$

در این معادله C ضریب دبی سرریز، E انرژی مخصوص جریان، P ارتفاع کف سرریز نسبت به کف کانال و b عرض کانال می باشد. این معادله برای شرایط زیر بحرانی جریان به دست آمده است و در صورت جریان فوق بحرانی امکان تشکیل پرش هیدرولیکی در طول سرریز وجود دارد.



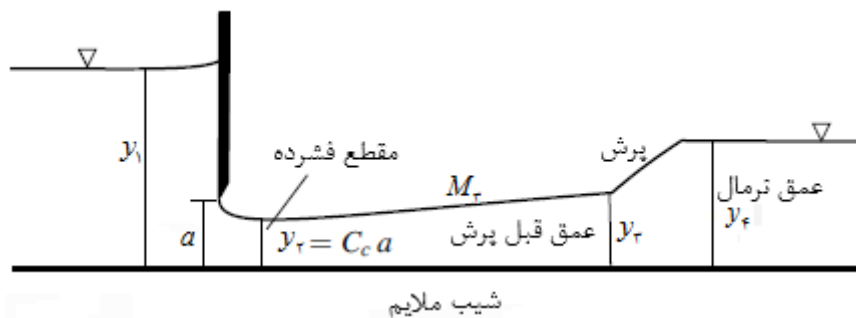
۵-۹ پرش مستغرق

در بخش های پیش در مورد پرش و محل تشکیل پرش به شکل مبسوط بحث شد. محل تشکیل پرش در واقع با مقایسه نیروی مخصوص اعماق پایین دست و بالادست پرش تعیین می شود و اگر شیب کانال کم بوده و مانعی در برابر جریان نباشد می توان گفت که نیروی مخصوص قبل و بعد از پرش باید با هم برابر باشند. در شکل (۵-۵۴) جریان عبوری از زیر یک دریاچه مستطیلی نشان داده شده است. اگر دریاچه به اندازه کافی پایین آمده باشد و عمق جریان در زیر آن به اندازه a باشد و کمتر از عمق بحرانی جریان باشد بدیهی است که جریان در پایین دست دریاچه فوق بحرانی می باشد و همچنین اگر شیب کانال ملایم باشد و کانال طولانی باشد عمق نرمال زیر بحرانی در پایین دست به وجود خواهد آمد و تحت این شرایط باید یک پرش شکل بگیرد. جریان بعد از عبور از زیر دریاچه دچار فشردگی شده و در مقطعی نزدیک به دریاچه به حداقل عمق خود می رسد که در این مقطع خطوط جریان موازی بوده و توزیع فشار هیدرواستاتیکی خواهد بود و برای اعمال معادله برنولی این مقطع از مقطع زیر دریاچه مناسب تر می باشد. میزان فشردگی جریان بستگی زیادی به شکل لبه های دریاچه دارد و با ضریب فشردگی (C_c) بیان می شود. به عبارت دیگر عمق جریان در مقطع فشرده مطابق شکل (۵-۴۵) طبق معادله زیر بیان می شود.

$$y_r = C_c a \quad (5-39)$$

اگر نیروی مخصوص جریان در مقطع فشرده شده از عمق نرمال جریان بیشتر باشد پرش به سمت

پایین دست مطابق شکل رانده می شود و اصطلاحاً پرش آزاد شکل می گیرد و محل تشکیل پرش در جایی خواهد بود که نیروی مخصوص نیمرخ M_3 شکل گرفته با افزایش عمق (y_3) در نهایت به اندازه نیروی مخصوص عمق نرمال (y_F) جریان کاهش یابد.



شکل ۵-۵۴ محل تشکیل پرش آزاد در جریان بعد از دریچه.

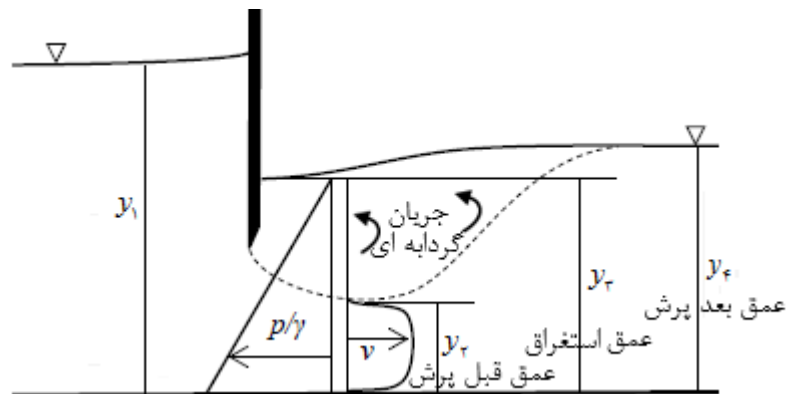
در صورتی که نیروی مخصوص عمق نرمال پایین دست (y_F) به اندازه ای زیاد شود که از نیروی مخصوص مقطع فشرده نیز بیشتر شود آنگاه مطابق شکل (۵-۵۵) پرش مستغرق بعد از دریچه شکل گیرد که با خط چین در این شکل مشخص شده است. در واقع عمق جریان در محل پرش (y_3) که اصطلاحاً عمق استغراق نامیده می شود بیشتر از عمق قبل پرش (y_2) می باشد و پرش در زیر سطح آب مدفون و غرق شده می باشد. افزایش عمق جریان در این محل برای افزایش نیروی مخصوص می باشد تا برابر با نیروی مخصوص عمق نرمال شود. در این مقطع در بالای خط چین یک جریان چرخش ایجاد شده و انتقال دبی و یا مومنوم شکل نمی گیرد و توزیع فشار مطابق شکل همچنان هیدرواستاتیکی می باشد. تحت این شرایط معادله بقای انرژی بین مقطع قبل و بعد از دریچه به شکل معادله زیر می باشد.

$$y_1 + \frac{q^2}{2gy_1^2} = y_3 + \frac{q^2}{2gy_2^2} \quad (40-5)$$

لازم به ذکر است در معادله بالا در سمت راست y_3 آن بیانگر توزیع فشار هیدرواستاتیکی در مقطع ناشی از عمق استغراق و $q^2 / (2gy_2^2)$ بیانگر انرژی جنبشی عبوری از مقطع فشرده می باشد و بالاتر از این عمق به علت جریان گردابه ای انتقال انرژی خالص صورت نمی گیرد.

مانند معادله انرژی می توان معادله تعادل نیروی مخصوص قبل و بعد از پرش را با لحاظ کردن جریان گردابه ای به شکل زیر نوشت.

$$\frac{q^2}{gy_2} + \frac{y_3^2}{2} = \frac{q^2}{gy_4} + \frac{y_4^2}{2} \quad (41-5)$$



شکل ۵-۵۵ تشکیل پرش مستغرق بعد از دریچه.
در معادله قبل $y_3^2/2$ بیانگر نیروی هیدرواستاتیکی و $q^2/(gy_2)$ بیانگر مومنوم خالص عبوری از مقطع فشرده می باشد.

مساله ۵-۱۷: جریان عبوری از زیر یک دریچه مستطیلی به عرض ۴ متر مد نظر است که دبی ۲ متر مکعب بر ثانیه از آن عبور می کند. اگر شیب کانال $0/0005$ و ضریب زبری نیز $0/013$ باشد تحقیق کنید آیا پرش مستغرق شکل می گیرد یا خیر. فرض کنید میزان بازشدگی دریچه برابر $0/8$ متر باشد و ضریب فشرده گی $0/61$ باشد. همین مساله را برای دبی $3/5$ متر مکعب بر ثانیه تکرار کنید.

برای حل مساله فرض می شود پرش آزاد شکل می گیرد و صحت این موضوع مورد بررسی قرار می گیرد. با توجه به ضریب فشرده گی عمق جریان در مقطع فشرده را مطابق شکل (۵-۵۴) حساب می کنیم:

$$y_p = C_c a = 0/61 \times 0/8 = 0/488m$$

عمق نرمال برای این دبی برابر است با:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} \sqrt{S_0} \rightarrow 2 = \frac{4 y_n}{0/013} \left(\frac{4 y_n}{4 + 2 y_n} \right)^{2/3} \times \sqrt{0/0005} \rightarrow y_n = 0/523m$$

نیروی مخصوص اعماق مقطع فشرده و نرمال جریان به ترتیب برابر خواهند بود با:

$$F_v = \frac{q^2}{gy_2} + \frac{y_2^2}{2} = \frac{0.5^2}{9.81 \times 0.488} + \frac{0.488^2}{2} = 0.224m^2$$

$$F_f = \frac{q^2}{gy_4} + \frac{y_4^2}{2} = \frac{0.5^2}{9.81 \times 0.523} + \frac{0.523^2}{2} = 0.185m^2$$

مقایسه این دو نیروی مخصوص نشان می دهد که پرش آزاد شکل گرفته است و فرض صورت گرفته صحیح می باشد.

برای دبی ۳/۵ متر مکعب بر ثانیه مساله دوباره مورد بررسی قرار می گیرد. عمق نرمال تحت این شرایط برابر است با:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} \sqrt{S_0} \rightarrow 3/5 = \frac{4y_n}{0.13} \left(\frac{4y_n}{4+2y_n} \right)^{2/3} \times \sqrt{0.005} \rightarrow y_n = 0.758m$$

نیروی مخصوص اعماق مقطع فشرده و نرمال جریان به ترتیب برابر خواهند بود با:

$$F_v = \frac{q^2}{gy_2} + \frac{y_2^2}{2} = \frac{0.875^2}{9.81 \times 0.488} + \frac{0.488^2}{2} = 0.302m^2$$

$$F_f = \frac{q^2}{gy_4} + \frac{y_4^2}{2} = \frac{0.875^2}{9.81 \times 0.758} + \frac{0.758^2}{2} = 0.390m^2$$

مقایسه این دو نیرو نشان می دهد که نیروی مخصوص پایین دست از مقطع فشرده بیشتر است و پرش مستغرق می باشد و عمق استغراق با اعمال معادله بقای مومنوم بین مقطع ۲ و ۴ مطابق شکل (۵-۵۵) برابر خواهد بود با:

$$\frac{0.875^2}{9.81 \times 0.488} + \frac{y_3^2}{2} = \frac{0.875^2}{9.81 \times 0.758} + \frac{0.758^2}{2} \rightarrow y_3 = 0.679m$$

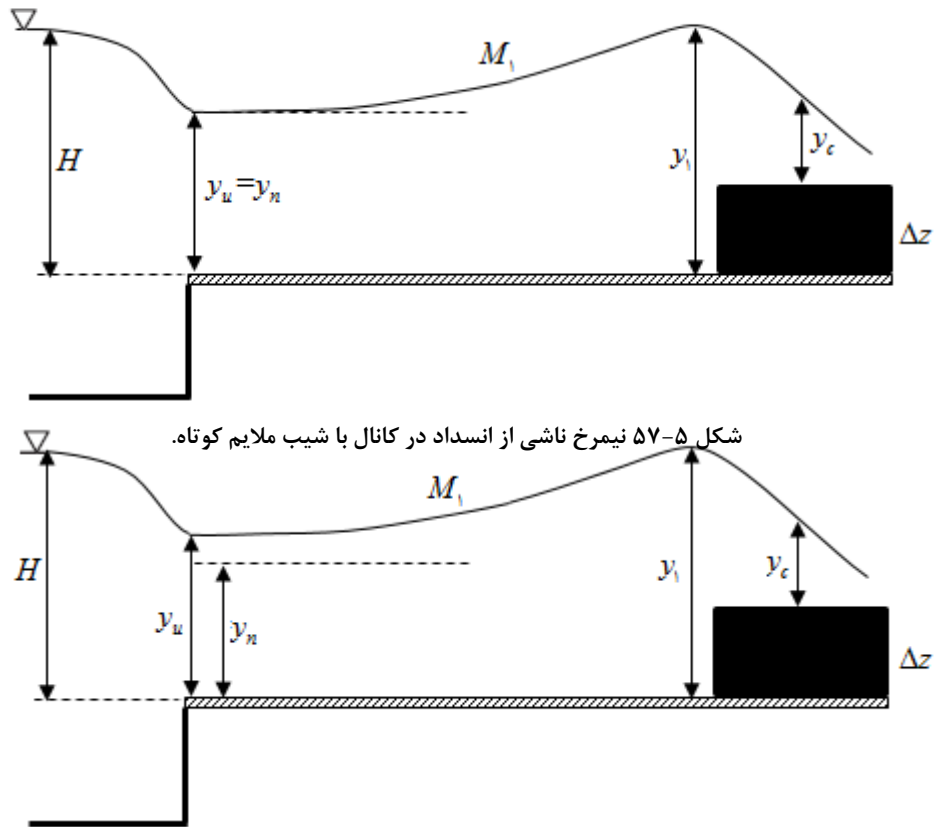
۵-۱۰ انسداد در جریان های متغیر تدریجی

۵-۱۰-۱ انسداد در شیب ملایم

در فصل دوم در مورد انسداد جریان به طور مفصل بحث و بررسی صورت گرفت. انسداد همانطور که ذکر شد در شرایطی اتفاق می افتد که انرژی مخصوص جریان از انرژی حداقلی مورد نیاز که همان انرژی مخصوص بحرانی است کمتر باشد. در چنین شرایطی عمق جریان اگر شرایط زیر بحرانی باشد در بالا

دست محل انسداد افزایش می یابد به گونه ای که عمق جریان در محل انسداد بحرانی شود و جریان بتواند از مقطع عبور کند. انسداد هم در اثر تنگ شدگی و هم در اثر افزایش ارتفاع کف اتفاق می افتد. در شکل (۵-۵۶) انسداد جریان در اثر افزایش ارتفاع کف (ΔZ) برای شیب ملایم نشان داده شده است. در اثر بالا آمدن سطح آب پیش از برآمدگی و رسیدن به عمق y_1 یک نیمرخ M_1 در کانال به وجود می آید که اگر کانال طولانی باشد این نیمرخ پیش از رسیدن به مخزن تغذیه بالادست به عمق نرمال می رسد و تحت این شرایط دبی جریان همان دبی نرمال بوده و انسداد دبی جریان را تحت تاثیر قرار نمی دهد. بدیهی است از پیش نمی توان مشخص کرد که آیا کانال طولانی است یا خیر و این موضوع هم به طول کانل و هم به افزایش ارتفاع کف ارتباط دارد و تنها با محاسبه جریان های متغیر تدریجی و ترکیب آن با حالت انسداد جریان امکان پذیر است. در مقابل اگر کانال کوتاه باشد نیمرخ M_1 مانند شکل (۵-۵۷) در ورودی مخزن به عمقی بیش از عمق نرمال می رسد و دبی دیگر حالت نرمال نداشته و با اعمال معادله بقای انرژی می توان دبی را به دست آورد. در ادامه در مساله (۵-۱۸) بررسی چنین جریانی مورد بررسی قرار می گیرد.

شکل ۵-۵۶ نیمرخ ناشی از انسداد در کانال با شیب ملایم طولانی.



مساله ۵-۱۸: در یک کانال مستطیلی با عرض ۲ متر که از بالادست خود از طریق یک مخزن تغذیه می شود یک مانع قرار داده می شود. اگر فاصله بین مخزن و مانع ۱۵۰ متر باشد تحقیق کنید به ازای ارتفاع مانع ۰/۳ متری دبی جریان چه مقدار خواهد بود. شیب طولی کانال ۰/۰۰۲ و ضریب زبری آن ۰/۰۱۳ می باشد و ارتفاع سطح آب مخزن نسبت به کف ورودی کانال ۲ متر می باشد.

ابتدا با فرض ملایم بودن شیب کانال و ارتفاع سطح آب مخزن نسبت به کف کانال دبی جریان طبق معادله (۵-۲۶) و توجه به شکل (۵-۵۶) به صورت زیر به دست می آید.

$$H = y_n + \frac{Q^2}{2gA_n^3}, \quad Q = \frac{A_n}{n} R^{2/3} \sqrt{S_0}$$

$$H = y_n + \frac{Q^2}{2gA_n^3} = y_n + \frac{R^{4/3}}{2gn^2} S_0 \rightarrow 2 = y_n + 0.603 \times \left(\frac{2 \times y_n}{2 + 2 \times y_n} \right)^{4/3} \rightarrow y_n = 1.677m$$

دبی جریان تحت این شرایط طبق معادله مانینگ به دست می آید.

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} \sqrt{S_0} \rightarrow Q = \frac{2 \times 1.677}{0.13} \left(\frac{2 \times 1.677}{2 + 2 \times 1.677} \right)^{2/3} \times \sqrt{0.002} \rightarrow Q = 8.45 m^3 / s$$

سپس عمق بحرانی به دست می آید:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{(8.45 \div 2)^2}{9.81}} = 1.22m$$

با مقایسه عمق بحرانی و نرمال مشخص می شود که شیب کانال ملایم می باشد. اگر کف کانال به اندازه ۰/۳ متر بالا بیاید طبق معادلات زیر روشن می شود که انسداد رخ می دهد. لازم به ذکر است که انرژی مخصوص جریان که همان فاصله سطح مخزن تا کف کانال است برابر با ۲ متر می باشد.

$$E_1 = H = 2m \rightarrow E_2 = 2 - 0.3 < 1.5 y_c = 1.5 \times 1.22$$

لازم به ذکر است در معادله بالا مقطع ۲ همان مقطع روی برآمدگی می باشد و مقطع ۱ مطابق شکل (۵-۵) مقطع قبل از برآمدگی می باشد.

با توجه به انسداد جریان عمق قبل از برآمدگی بعد از رفع انسداد برابر است با:

$$E_1 = 1.5 y_c + \Delta z = 1.5 \times 1.22 + 0.3 = y_1 + \frac{4.225^2}{2 \times 9.81 \times y_1^3} \rightarrow y_1 = 1.87m$$

با توجه به دبی جریان و عمق y_1 می توان نیمرخ جریان را تا مخزن ترسیم کرد و عمق در آن مقطع را به دست آورد. لازم به ذکر است که مبدا مختصات در ورودی مخزن فرض شده است.

x(m)	150	135	120	105	90	75	60	45	30	15	0
y(m)	1/87	1/86	1/85	1/84	1/83	1/83	1/82	1/81	1/80	1/80	1/79

با توجه به اینکه عمق جریان در ورودی مخزن از عمق نرمال بیشتر است این بدان معناست که کانال کوتاه بوده و دبی جریان تحت تاثیر مانع قرار گرفته و دبی دیگر حالت نرمال نداشته و باید جداگانه تعیین شود. با توجه به فاصله سطح مخزن تا کف و تعریف انرژی مخصوص دبی در دواحد عرض و در نهایت دبی به راحتی طبق معادله بعد به دست می آید.

$$H = z = y_u + \frac{q^2}{2gy_u^3} \rightarrow q = \sqrt{(z - y_u) \times 2gy_u^3}$$

برای به دست آوردن دبی جریان با یک فرآیند سعی و خطا مقدار عمق جریان در ورودی کانال (y_u) مطابق شکل (۵-۵۷) یک مقداری بیشتر از عمق نرمال فرض می شود و نیمرخ جریان ترسیم می شود و عمق جریان پیش از مانع (y_1) محاسبه می شود و اگر این عمق برابر $1/87$ متر شد آنگاه عمق y_u فرض شده برای صحیح بوده و دبی متناظر با این عمق نیز از معادله بالا به دست می آید. نتایج نهایی این محاسبات در قالب نیمرخ سطح آزاد در جدول زیر ارائه شده است.

x(m)	0	15	30	45	60	75	90	105	120	135	150
y(m)	1/7 5	1/7 6	1/7 7	1/7 8	1/7 9	1/8 1	1/8 2	1/8 3	1/8 4	1/8 6	1/8 7

تحت این شرایط دبی جریان برابر با است با:

$$Q = 2q = 2\sqrt{(z - 1/75) \times 2 \times 9/81 \times 1/75^3} = 7/75 m^3 / s$$

و در نهایت با این دبی عمق بحرانی شکل گرفته بر روی مانع بعد از رفع انسداد برابر است با:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{(7/75 \div 2)^2}{9/81}} = 1/15 m$$

با شکل گیری عمق جدید بحرانی در اثر تغییر دبی عمق جدید برای y_1 به دست می آید:

$$E_1 = 1/5 y_c + \Delta z = 1/5 \times 1/15 + 0/3 = y_1 + \frac{3/875^2}{2 \times 9/81 \times y_1^3} \rightarrow y_1 = 1/79 m$$

با تکرار فرآیند بالا عمق ورودی مخزن و دبی جریان به شکل زیر به دست می آید:

$$y_u = 1/715 m, Q = 8/11 m^3 / s$$

این فرآیند تا زمانی تکرار می شود تا دبی جریان در دو تکرار متوالی تغییر چندانی نداشته باشد. به عنوان مثال در تکرار بعدی عمق ورودی مخزن و دبی جریان عبارت است از:

$$y_u = 1/732 m, Q = 7/94 m^3 / s$$

و در نهایت خواهیم داشت:

$$y_u = 1/725m, Q = 8/0.1m^3 / s, y_c = 1/178m, y_1 = 1/814m$$

۵-۱۰-۲ انسداد در شیب تند

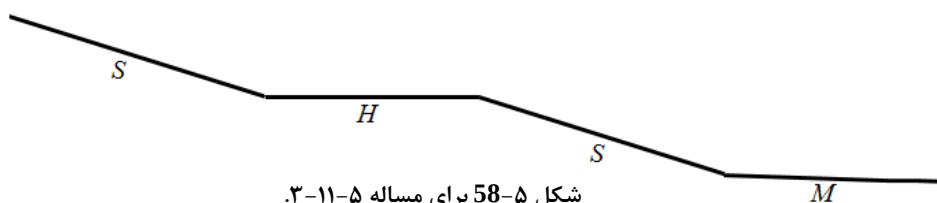
در شیب تند از آنجاییکه جریان نرمال فوق بحرانی شکل می گیرد و از بالادست کنترل می شود دبی جریان مستقل از شرایط پایین دست خواهد بود و به راحتی با مشخص بودن دبی می توان شرایط انسداد را بررسی کرد ولی اگر مانع باعث تغییر عمق زیاد شود پرش هیدرولیکی ایجاد شده به سمت بالادست هدایت شده و در صورت افزایش عمق بیشتر پرش هر چه بیشتر به مخزن نزدیکتر شده و در نهایت پرش مستغرق شکل خواهد گرفت که تحلیل آن مطابق مساله (۵-۱۷) خواهد بود. در واقع مساله انسداد در شیب تند مانند ارتباط دو دریاچه به شیب تند می باشد که تحلیل مبسوط آن قبلاً ارائه شد و دیگر در این بخش مورد بررسی قرار نمی گیرد.

۱۱-۵ مساله های پایانی فصل پنجم

۱-۱۱-۵ یک کانال دوزنقه ای با عرض کف ۲ متر و شیب جانبی ۱ و ضریب زبری 0.14 دارای شیب طولی 0.025 می باشد. اگر دبی عبوری از این کانال ۵ متر مکعب بر ثانیه باشد در صورتی که شیب کف به 0.02 کاهش یابد نیمرخ شکل گرفته در اثر این تغییر را ترسیم کنید.

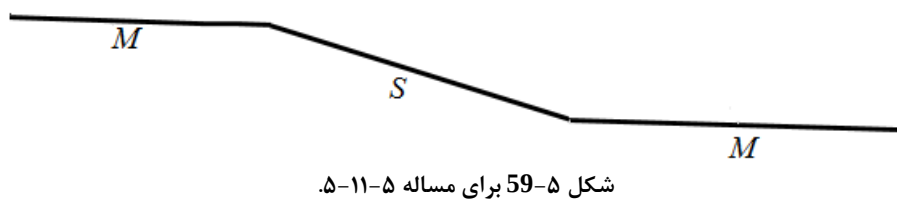
۲-۱۱-۵ در مساله قبل اگر شیب کانال بالادست 0.02 و شیب کانال پایین دست 0.025 باشد نیمرخ سطح آزاد را ترسیم کنید.

۳-۱۱-۵ نیمرخ شکل گرفته برای شکل زیر را با فرض آنکه طول همه کانال ها طولانی باشد ترسیم کنید.



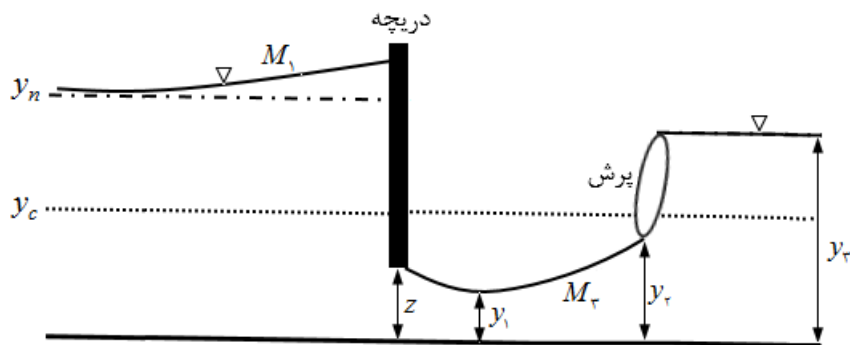
۴-۱۱-۵ در مساله قبل اگر طول کانال افقی کوتاه باشد نیمرخ سطح آزاد را ترسیم کنید.

۵-۱۱-۵ برای کانال زیر نیمرخ سطح آزاد را برای دو حالت الف: طول کانال ملایم پایین دست کوتاه باشد ب: طول کانال ملایم پایین دست طولانی باشد ترسیم کنید.



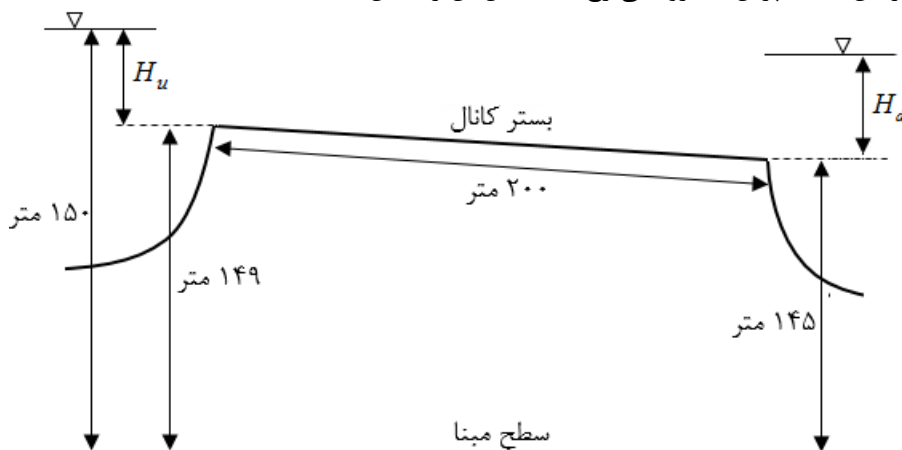
۶-۱۱-۵ در یک کانال مستطیلی با عرض $2/5$ متر که ضریب زبری بستر آن 0.15 می باشد دبی ۳ متر مکعب بر ثانیه در جریان است. اگر شیب کف کانال در مقطعی از 0.05 به 0.3 افزایش یابد نیمرخ ایجاد شده در اثر این تغییر را با روش استاندارد و روش گام به گام مستقیم محاسبه و نتایج را مقایسه کنید.

۷-۱۱-۵ کانال شکل زیر دارای مقطع مستطیلی با عرض ۲ متر، شیب طولی ۰/۰۰۲ و ضریب زبری ۰/۰۱ میباشد. مقدار عمق جریان بعد از دریچه ۰/۴۵ متر است. اگر عمق سطح آب پایین دست ۷۵ درصد عمق نرمال جریان باشد محل تشکیل پرش و نیمرخ شکل گرفته برای این مساله را ترسیم کنید. از روش انتگرال گیری مستقیم استفاده کنید.



شکل ۵-۶۰ برای مساله ۵-۱۱-۷.

۸-۱۱-۵ دو دریاچه مطابق شکل (۵-۵۹) توسط یک کانال مستطیلی با ضریب زبری ۰/۰۱۵ به یکدیگر متصل شده است. اگر در این شکل H_d برابر با ۳/۵ متر باشد نیمرخ سطح آزاد را ترسیم کنید. اگر در این مساله پرش هیدرولیکی رخ دهد محل آن را معین کنید.



شکل ۵-۶۱ برای مساله ۵-۱۱-۸.

۹-۱۱-۵ در مساله قبل اگر طول کانال ۲۰۰۰ متر باشد به ازای مقادیر مختلف H_d دبی جریان را به دست آورید.

۵-۱۱-۱۰ در مساله ۵-۱۱-۸ اگر ارتفاع کف در انتهای کانال از ۱۴۵ متر به ۱۴۸ متر افزایش یابد به ازای مقادیر مختلف H_d دبی جریان را به دست آورید.

۵-۱۱-۱۱ در یک کانال ذوزنقه ای با عرض کف ۶ متر و شیب جانبی ۲، ضریب زبری ۰/۰۲۵ و شیب طولی کانال ۰/۱۳ می باشد. در صورتی که یک سرریز جانبی جریانی با شدت ۲/۵ متر مکعب بر ثانیه به ازای هر متر به داخل کانال بریزد با فرض آنکه طول کانال ۱۰۰ متر باشد نیمرخ سطح آزاد در طول کانال را ترسیم کنید. ارتفاع کف کانال در ابتدای سرریز جانبی نسبت به سطح مبنا ۱۲۰ متر می باشد.

۵-۱۱-۱۲ در مساله قبل اگر شدت جریان جانبی ۱/۵ متر مکعب بر ثانیه به ازای هر متر باشد محل تشکیل عمق بحرانی را به دست آورید.

مراجع

- ۱- " اصول هیدرولوژی کاربردی " تالیف دکتر امین علیزاده. انتشارات دانشگاه امام رضا، ۱۳۸۸.
- ۲- " آبرسانی شهری " تالیف دکتر م.ت. منزوی. انتشارات دانشگاه تهران، ۱۳۹۰.
- ۳- Kay, M. (2008) "*practical hydraulic*" Taylor & Francis, New York.
- 4- Chaudhry, M. H. (2014) " Applied Hydraulic Transients" Springer New York Heidelberg Dordrecht London.
- ۵- "سیستمهای انتقال آب" تالیف دکتر محسن کهرم، انتشارات دانشگاه فردوسی مشهد، ۱۳۸۱.
- ۶- "هیدرولیک کانالهای باز" تالیف دکتر سید محمود حسینی، دکتر جلیل ابریشمی، انتشارات آستان قدس رضوی، دانشگاه امام رضا، ۱۳۹۰.
- ۷- White, F.M. (1999) " *Fluid Mechanics*," McGraw-Hill, Inc.: New York.
- ۸- " مکانیک سیالات (اصول و کاربردها)" تالیف یونس ای سنجل، جان ام سیمبالا، انتشارات نما، ۱۳۹۰.
- ۹- "مکانیک سیالات" تالیف ویکتور استریتر، بنجامین وایلی، انتشارات نوپردازان، ۱۳۷۸.
- ۱۰- Shaughnessy, E.J., Katz, I.M. and Schaffer, J.P. (2005) "Introduction to Fluid Mechanics", Oxford University Press, Inc. New York.
- ۱۱- French, R. H. (1985) "Open-Channel Hydraulics," McGraw-Hill Book Co., New York, NY.
- ۱۲- Munson, B.R., Young, D. F., Okiishi, T. H. and Huebsch, W.W. (2009) "*Fundamentals of Fluid Mechanics*" John Wiley & Sons, Inc., USA.
- ۱۳- Knight, D.W., Gahey, C.M., Lamb, R. and Samuels, P. (2010) " Practical Channel Hydraulics, Roughness, Conveyance and Afflux" Taylor & Francis Group, London, UK.

1۴- Le Mehaute, B. (1976) "An Introduction to Hydrodynamics and Water Waves" Springer-Verlag, New York Heidelberg Berlin.

۱۵- "شبکه های جمع آوری فاضلاب و رواناب های سطحی" تألیف دکتر امیر حسین محوی، مهندس علیرضا عسگری، مهندس عماد دهقانی فرد، انتشارات خانیان، ۱۳۹۰.

1۶- Dey, S. (2014) "Fluvial Hydrodynamics Hydrodynamic and Sediment Transport Phenomena" Springer-Verlag Berlin Heidelberg.

۱۷- "مهندسی منابع آب" تألیف لاری دبلیو میز، انتشارات رشد آموزش، ۱۳۹۰.

۱۸- "شبکه توزیع آب شهری" تألیف دکتر امیر تائی، دکتر محمدرضا چمنی، انتشارات دانشگاه صنعتی اصفهان مرکز نشر، ۱۳۸۹.

1۹- Kothandaraman, C.P., Rudramoorthy, R. (2007) "Fluids Mechanics and Machinery" New Age International (P) Ltd., Publishers, New Delhi.

۲۰- Henderson, F. M. (1966) "Open Channel Flow" Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ.

۲۱- Akan, O. (2006) "Open-Channel Hydraulics" Elsevier, Amsterdam, the Netherlands.

۲۲- Chanson, H. (2004) "The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction Basic principles, sediment motion, hydraulic modelling, design of hydraulic structures", Elsevier Butterworth-Heinemann, London, England. Oxford University Press, New York.

2۳- Dingman, S. L. (2009) "Fluvial Hydraulic" Oxford University Press, Inc. New York.

۲۴- "مهندسی شبکه های آبرسانی (برنامه ریزی، طراحی و بهره برداری)" تألیف سیدر قاسم، ادوارد ماتلی، گوانگ جو، ترجمه محمدرضا افضلی، انتشارات یزدا: ماهنامه تهویه و تبرید، ۱۳۸۷.

۲۵- Chanson, H. (2004) "Environmental Hydraulics of Open Channel Flows" Elsevier Butterworth-Heinemann, London, England.

2۶- Sturm, T. W. (2001) "Open Channel Hydraulics" McGraw-Hill Book Co., New York, NY.

۲۷-Chaudhry, M. H. (2008) "Open-Channel Flow," Springer Science+Business Media, LLC, New York, NY.

2۸-Chow, V. T., (1959) "Open-Channel Hydraulics," McGraw-Hill Book Co., New York, NY.

2۹-Novak, P., Guinot, V., Jeffrey, A. and Reeve, D.E. (2010) "Hydraulic Modelling – An Introduction: Principles, Methods and Applications," Spon Press, New York .

۳۰-Szymkiewicz, R. (2010) "Numerical Modeling in Open Channel Hydraulics," Springer Dordrecht Heidelberg London New York.

۳۱-Gribbin, J.E. (2014) "Introduction to Hydraulics and Hydrology with Applications for Stormwater Management," Delmar, Cengage Learning, USA.

۳۲- Alexander, M. and Walkenbach, J. (2012) "101 Ready-to-Use Excel Macros" John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey.

۳۳-Hager,W.W. (2010) "Wastewater Hydraulics: Theory and Practice" Springer-Verlag Berlin Heidelberg.

34- Hibbeler, R. C. (2017) "Fluid Mechanics" Pearson.

۳۵- Morrison, Faith A. (2013) " An Introduction to Fluid Mechanics", Cambridge University Press

36- Douglas, J. F. , Gasiorek, J. M. , Swaffield J. A. and Jack, Lynne B. (2005) "Fluid Mechanics" Pearson.

۳7- Castro-Orgaz, O. and Hager,W.W. (2019) "Shallow Water Hydraulics" Springer-Verlag Berlin Heidelberg.

